



Licínio Filipe
Noivo Índio Ferreira

Reforço ao Corte de Elementos em Betão Armado
com Chapas Metálicas



Licínio Filipe
Noivo Índio Ferreira

Reforço ao Corte de Elementos em Betão
Armado com Chapas Metálicas

Dissertação de Mestrado apresentado à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil realizada sob a orientação científica do Dr. Paulo Cachim, Professor associado e do Dr. Miguel Morais, Professor auxiliar, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho à minha família.

O júri

Presidente

Prof. Doutor Aníbal Guimarães da Costa
Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof.^a Doutora Ana Maria Magalhães Ribeiro Sarmento Teixeira Bastos
Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim
Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Miguel Nuno Lobato de Sousa Monteiro de Morais
Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

.

Palavras-Chave

Esforço transversal, betão armado, vigas, chapas metálicas, resistência, tensão, aderência

Resumo

Este estudo aborda um tipo de reforço ao esforço transversal em elementos de betão armado. Pode ser implementado em vigas e lajes, e é constituído por chapas metálicas lisas. As chapas são colocadas na armadura, previamente à betonagem, de modo a ficarem embebidas no betão. Para o estudo do comportamento deste sistema de reforço, foi elaborado um procedimento experimental em que se testaram vigas de betão armado reforçadas com chapas metálicas. Todas as vigas foram sujeitas a uma força vertical concentrada, até alcançarem a rotura por esforço transversal, permitindo obter informação sobre acréscimos de resistência.

As vigas foram modeladas numericamente, com recurso ao programa de cálculo estrutural SAP2000. A modelação foi realizada com a finalidade de conhecer os esforços e as tensões que ocorreram nos constituintes das vigas, como no betão, nas chapas, na armadura..., e as vantagens que a chapa metálica ofereceu, bem como o que o aumento de espessura e de comprimento proporcionou.

Keywords

Shear, reinforced concrete, beams, steel plates, resistente, tension, adhesion

Abstract

This present work concerned one kind of shear reinforcement in reinforced concrete elements. It can be implemented in beams and slabs, and it consists by flat steel plates. The steel plates are placed in the reinforcement previously to concreting, in order to be embedded in concrete. To study the behavior of the reinforcement system, it was realized a experimental procedure in which were tested concrete beams reinforced with steel plates. All beams were subjected to a concentrated vertical force, until they reach the rupture by shear, providing information about increases in resistance.

The beams were modeled numerically with the use of structural calculation program SAP2000. The modeling was carried in order to know the stresses in the beam components, as in concrete, in the steel plates, in steel rods..., and the advantages that the steel plates offered, as well as the increase thickness and length provided.

Índice

1.	Introdução	1
2.	Esforço transversal	5
2.1.	Considerações gerais	5
2.1.1.	Elementos de betão armado sem armadura transversal	6
2.1.2.	Elementos de betão armado com armadura transversal	9
2.1.3.	Forças na vizinhança de apoios	11
2.2.	Reforço de vigas ao corte	12
2.2.1.	Considerações gerais	12
2.2.2.	Importância do betão e da armadura transversal	12
2.2.3.	Chapas metálicas	13
2.2.3.1.	Definição do método	13
2.2.3.2.	Aderência do aço liso ao betão	14
2.2.3.3.	Qualidade e Natureza do aço	14
2.2.3.4.	Reforço com chapas metálicas coladas	16
2.2.4.	Perfis metálicos	23
2.2.5.	FRP's	24
3.	Punçoamento	29
3.1.	Considerações gerais	29
3.1.1.	Lajes fungiformes	29
3.1.2.	Vantagens e desvantagens das lajes fungiformes	29
3.1.3.	Histórico	31
3.2.	Esforços de punçoamento	32
3.2.1.	Definição de punçoamento	32
3.2.2.	Perímetro de controlo	34
3.2.3.	Tipos de rotura	34
3.3.	Soluções existentes de resistência ao punçoamento	35
3.3.1.	Estribos	35
3.3.2.	Varões inclinados	38
3.3.3.	“Studs”	39
3.3.4.	“Riss Star”	40
3.3.5.	Fibras de aço	41
3.3.6.	Shearband System	41
3.3.7.	Segmentos de perfis metálicos de secção I	42
3.3.8.	“UFO”	43
3.3.9.	“Shearheads”	43
3.3.10.	Pré-esforço	46
3.4.	Ensaio laboratoriais	46
3.4.1.	Modelos de ensaio	46
3.4.2.	Procedimento na realização de ensaios	47
4.	Procedimento experimental	49
4.1.	Introdução	49
4.2.	Materiais	50
4.2.1.	Cimento	50
4.2.2.	Aço	51
4.2.3.	Relação água/cimento	53
4.2.4.	Agregados	53

4.2.5.	Determinação da composição do betão	54
4.2.6.	Chapas metálicas	56
4.2.7.	Cofragem	56
4.2.8.	Amassaduras, colocação e consistência	57
4.2.9.	Condições de cura	58
4.2.10.	Resistência à compressão	59
4.3.	Descrição dos ensaios.....	59
4.4.	Instrumentação	61
4.5.	Resultados dos ensaios e análise	62
4.5.1.	Viga V1	62
4.5.2.	Viga V2	65
4.5.3.	Viga V3	67
4.5.4.	Viga V4	69
4.5.5.	Viga V5	71
4.5.6.	Resumo.....	74
5.	Modelação Numérica	79
5.1.	Viga V1	79
5.2.	Vigas V2 a V5	80
5.2.1.	Considerações gerais	80
5.2.2.	Esforços nos materiais/componentes	83
5.2.2.1.	Tensões no betão e nas chapas metálicas	87
5.2.2.2.	Tensões nos elementos link.....	91
6.	Conclusões e sugestões para trabalhos futuros	97
7.	Referências bibliográficas	101
Apêndice.....		107

Índice de figuras

Figura 1.	Fendas numa viga de betão armado (Nilson A.; Winter, G., 1991)	5
Figura 2.	Estados de uma viga: a) Pré-fendilhado; b) Pós-fendilhado (Faria, R.; Pouca, N., 1997).....	7
Figura 3.	Comportamento de uma viga de betão armado até à rotura por esforço transversal (D'Arga e Lima et al., 1996).....	8
Figura 4.	Forças nas consolas (Faria, R.; Pouca, N., 1997)	8
Figura 5.	Modelo de Trelça simples de Mörsch (Vecchio, F. and Collins, M., 1998) ..	10
Figura 6.	Modelo de trelça múltipla (Nilson et al., 2004).....	11
Figura 7.	Tensões na biela de betão comprimido (Faria, R.; Pouca, N., 1997)	11
Figura 8.	a) Rotura por descolamento da chapa; b) Rotura por destacamento do recobrimento de betão (Reis, A., 1998)	18
Figura 9.	Sistemas de ancoragem: a) Com chapa lateral; b) Com chapa envolvente; c) Com parafusos (Campagnolo, 1993).....	20
Figura 10.	Reforço de vigas ao esforço transversal: dimensões recomendadas: a) Sem buchas metálicas; b) Com buchas metálicas (Appleton, J.; Gomes, A., 1997) ..	21
Figura 11.	Reforço de vigas ao esforço transversal com chapas metálicas: a) Chapa contínua com cantoneira nas arestas adjacentes à laje; b) Chapas descontínuas com cantoneiras em todas as arestas (Appleton, J.; Gomes, A., 1997).....	22
Figura 12.	Vigas testadas por Adhikary, 1998: a) Secção transversal; b) Face lateral....	22
Figura 13.	Reforço com perfis metálicos (Somensi, 2007)	23
Figura 14.	Reforço de uma viga com cantoneiras metálicas (Somensi, 2007).....	24
Figura 15.	Configurações de reforço ao corte com mantas de CFRP (Dias e Barros, 2004).....	27
Figura 16.	Exemplo de reforço ao corte de vigas de betão armado com laminados de CFRP em ranhuras efectuadas no recobrimento (Dias, S.; Barros, J., 2004). ..	28
Figura 17.	Laje fungiforme.....	29
Figura 18.	Rotura de uma laje fungiforme sem armadura de esforço transversal (Faria e Pouca, 1997).....	32
Figura 19.	Superfícies de rotura com diferentes inclinações: a) 30°; b) 45°; c) 60°; (Menétrey, 2002)	33
Figura 20.	Perímetros críticos: a) para áreas carregadas interiores; b) junto a bordos livres; (CEN 2004 - Eurocódigo 2)	34
Figura 21.	Tipos de Rotura: a) Na face do pilar (Kützing, 2000); b) Entre o pilar e a armadura; c) Rotura interna interceptando parte da armadura; d) Rotura interna interceptando toda a armadura; e) Rotura externa (D'Arga e Lima et al., 1996).....	35
Figura 22.	Estribos: a) Simples; b) Duplos; c) Verticais; d) Inclinados	36
Figura 23.	Espaçamento de estribos (CEN 2004, Eurocódigo 2)	36
Figura 24.	Estribos utilizados por Beutel e Hegger, 2002: a) Sem amarração na armadura inferior; b) Com amarração nas armaduras inferior e superior	37
Figura 25.	Espaçamento de varões inclinados: a) Em planta; b) Em perfil (CEN, 2004 - Eurocódigo 2).....	38
Figura 26.	Disposição de varões inclinados testados por: a) Broms, 2000; b) Hallgren, 1996.....	39

Figura 27.	Elementos "stud" soldados a uma chapa de aço (Bu, 2008); b) Dimensões dos "studs" (Melges, 2001)	40
Figura 28.	Armadura "Riss Star": a) Disposição em planta; b) Pormenor (Regan, 1993) 41	
Figura 29.	Sistema "Shearband": a) Exemplo de disposição inclinada; b) Antes da betonagem (Pilakoutas, Li, 2003)	42
Figura 30.	Armadura "UFO" (Trautwein, 2006)	43
Figura 31.	Perfis metálicos: a) Secção "I"; b) Secção "U" (Melges, 2001)	44
Figura 32.	Disposição de "shearheads": a) Em cruz; b) Em dupla cruz (ACI, 2002)	45
Figura 33.	Efeito do Pré-esforço (Cachim, 2004)	46
Figura 34.	Ensaio em lajes: a) Laje apoiada em pilares (Kützing, 2000); b) Laje apoiada em elementos de betão e atirantada; c) Aplicação da carga através de um macaco hidráulica (Trautwein, 2001)	48
Figura 35.	Armadura longitudinal	51
Figura 36.	Armadura transversal	51
Figura 37.	Ensaio de tracção às amostras de arame e de varão	52
Figura 38.	Agregados: a) Brita Calcária b) Areia.....	53
Figura 39.	Curvas granulométricas dos agregados utilizados	55
Figura 40.	Chapas metálicas colocadas nas armaduras	56
Figura 41.	Cofragens: a) Em madeira para as vigas; b) Em plástico para provetes cúbicos 57	
Figura 42.	Betonagem: a) Colocação do betão; b) Vibração.....	58
Figura 43.	Esquema de ensaio	60
Figura 44.	Aparelho de apoio	60
Figura 45.	Nomenclatura dos instrumentos LVDT's	61
Figura 46.	Posições dos instrumentos LVDT's.....	61
Figura 47.	Fixação dos instrumentos LVDT's	62
Figura 48.	Fissuras de esforço transversal na viga V1	63
Figura 49.	Gráfico de força x deslocamento da viga V1	64
Figura 50.	Fissuração na viga V1 e inclinações das fendas	64
Figura 51.	Fissuras de esforço transversal nas faces laterais da viga V2.....	65
Figura 52.	Fissuras de esforço transversal na face superior da viga V2	65
Figura 53.	Gráfico de força x deslocamento da viga V2.....	66
Figura 54.	Fissuração na viga V2 e inclinações das fendas	66
Figura 55.	Fissuras de esforço transversal nas faces laterais da viga V3.....	68
Figura 56.	Gráfico de força x deslocamento da viga V3.....	68
Figura 57.	Fissuração na viga V3 e inclinações das fendas	68
Figura 58.	Fissuras de esforço transversal nas faces laterais da viga V4.....	69
Figura 59.	Viga V4: a) Chapa deformada; b) Face inferior da viga V4.....	70
Figura 60.	Gráfico de força x deslocamento da viga V4.....	70
Figura 61.	Fissuração na viga V4 e inclinações das fendas	71
Figura 62.	Fissuração do recobrimento num topo da viga V5	71
Figura 63.	Gráfico de força x deslocamento do 1º ensaio da viga V5	72
Figura 64.	Fissuras de esforço transversal nas faces laterais da viga V5.....	72
Figura 65.	Fendilhação junto ao apoio	73
Figura 66.	Gráfico de força x deslocamento do 2º ensaio da viga V5	73
Figura 67.	Fissuração na viga V5 e inclinações das fendas	74
Figura 68.	Gráfico de força x deslocamento no LVDT 550 – Ponto A	75

Figura 69.	Gráfico de força x deslocamento no LVDT 553 – Ponto B	75
Figura 70.	Gráfico de força x deslocamento no LVDT 437 – Ponto C	75
Figura 71.	Gráfico de força x deslocamento no LVDT 1453 – Ponto D	76
Figura 72.	Modelo de treliça de Mörsch equivalente à viga V1	79
Figura 73.	Diagrama de esforços axiais na treliça de Mörsch equivalente à viga V1	80
Figura 74.	Modelação Numérica da viga V2: a) Elementos de casca, b) Elementos de casca interligados com elementos link	82
Figura 75.	Diagrama de esforço transversal das vigas	82
Figura 76.	Deformada do modelo numérico da viga V2	83
Figura 77.	Secções transversais analisadas	84
Figura 78.	Tensões tangenciais no modelo numérico da viga V2: a) Betão; b) Chapa metálica	89
Figura 79.	Diagramas de tensões tangenciais na chapa e no betão – Viga V2	90
Figura 80.	Diagramas de tensões tangenciais na chapa e no betão – Viga V3	90
Figura 81.	Diagramas de tensões tangenciais na chapa e no betão – Viga V4	90
Figura 82.	Diagramas de tensões tangenciais na chapa e no betão – Viga V5	90
Figura 83.	Diagramas de tensões normais nos elementos link – Viga V2	93
Figura 84.	Diagramas de tensões normais nos elementos link – Viga V3	93
Figura 85.	Diagramas de tensões normais nos elementos link – Viga V4	93
Figura 86.	Diagramas de tensões normais nos elementos link – Viga V5	93
Figura 87.	Tensões de aderência na viga V2	94
Figura 88.	Tensões de aderência na viga V3	94
Figura 89.	Tensões de aderência na viga V4	94
Figura 90.	Tensões de aderência na viga V5	95
Figura 91.	Viga V1 – Face lateral esquerda à chapa	107
Figura 92.	Viga V1 – Face lateral direita à chapa	107
Figura 93.	Viga V2 – Face lateral esquerda à chapa	107
Figura 94.	Viga V2 – Face lateral direita à chapa	107
Figura 95.	Viga V3 – Face lateral esquerda à chapa	108
Figura 96.	Viga V3 – Face lateral direita à chapa	108
Figura 97.	Viga V4 – Face lateral esquerda à chapa	108
Figura 98.	Viga V4 – Face lateral direita à chapa	108
Figura 99.	Viga V5 – Face lateral esquerda à chapa	109
Figura 100.	Viga V5 – Face lateral direita à chapa	109
Figura 101.	Viga V2 – Armaduras e chapa deformadas	110
Figura 102.	Viga V2 – Armaduras e chapa deformadas	110
Figura 103.	Viga V3 – Armaduras e chapa deformadas	110
Figura 104.	Viga V3 – Armaduras e chapa deformadas	111
Figura 105.	Viga V4 – Armaduras e chapa deformadas	111
Figura 106.	Viga V4 – Armadura e chapa deformadas	111
Figura 107.	Viga V5 – Armadura e chapa deformadas	112
Figura 108.	Viga V5 – Armadura e chapa deformadas	112

Índice de tabelas

Tabela 1.	Normas prescritas para produtos standardizados para aços estruturais	15
Tabela 2.	Normas prescritas para aços de enformados a frio, folhas e estribos de aço...	16
Tabela 3.	Normas prescritas para aços inoxidáveis	16
Tabela 4.	Dimensões das chapas colocadas nas vigas	49
Tabela 5.	Constituintes do cimento utilizado	50
Tabela 6.	Características do cimento utilizado	50
Tabela 7.	Análise granulométrica dos agregados utilizados	54
Tabela 8.	Quantidade de materiais utilizadas por metro cúbico de betão	55
Tabela 9.	Provetes realizados	57
Tabela 10.	Resistência à compressão dos provetes	59
Tabela 11.	Cargas de rotura das vigas ensaiadas	76
Tabela 12.	Esforços transversos resistentes	76
Tabela 13.	Esforços transversos nos materiais/componentes nos modelos de vigas	85
Tabela 14.	Esforços transversos nos materiais/componentes nos modelos de vigas para uma carga de 100 kN	86

1. INTRODUÇÃO

A construção de edifícios com estruturas fungiformes tem vindo a aumentar ao longo dos últimos anos. As lajes fungiformes têm sido largamente implementadas em todo o tipo de estruturas, desde edifícios de habitação, comércio, serviços, equipamentos, estádios,

Para corresponder a projectos exigentes, sendo ou não de arquitectura moderna, é necessário conhecer métodos de resistência ao fenómeno de punçoamento e prever os seus desempenhos. De modo a evitar a implementação de capitéis ou de vigas e o aumento da espessura das lajes, do número de pilares, entre outras opções, por vezes recorre-se a perfis ou chapas metálicas, cujo comportamento deve ser estudado e previsto.

A utilização de perfis metálicos no interior de lajes é muito utilizada nos E.U.A., onde foi elaborado um modelo de dimensionamento. Contudo, devido à falta de divulgação e ao conhecimento restrito, este método é pouco implementado em obras do continente Europeu. O aspecto económico também pesa, e portanto são necessárias soluções económicas, de fácil execução, e que ao mesmo tempo assegurem a segurança. A utilização de chapas metálicas pode revelar-se um bom método de solução de reforço ao punçoamento, e reunir as condições requeridas.

Esta dissertação compreende a investigação de uma solução inovadora de resistência ao punçoamento em lajes fungiformes. Pretende-se que seja possível reunir as condições de simplicidade e rapidez de execução, a economia e a segurança. É também objectivo desta dissertação, a realização de ensaios laboratoriais para testar alguns exemplos da solução de reforço.

A solução de resistência ao punçoamento a estudar neste trabalho envolve a colocação de chapas metálicas lisas na zona de ligação laje-pilar, ultrapassando o raio do perímetro de controlo e fazendo com que este aumente. O método é de simples montagem, em que as chapas são colocadas entre as armaduras de flexão inferior e superior. Em alguns casos recorre-se a aplicações de soldadura para ajudar à fixação das chapas.

Este sistema é baseado na colocação de “shearheads”, que são perfis metálicos colocados no interior da laje na zona de ligação laje-pilar, mas não contendo os banzos.

Para analisar o comportamento de chapas metálicas lisas envolvidas em betão, procedeu-se a ensaios ao corte em vigas de betão armado, com chapas colocadas no interior. Fez-se variar a espessura das chapas e os seus comprimentos. Desta forma pretende-se estudar a aderência de chapas metálicas lisas ao betão, ou seja, o comportamento das referidas chapas, quando envolvidas em betão.

Refira-se que o formato das chapas metálicas é trapezoidal, com dois ângulos rectos, um ângulo de 45° e o outro de 135° . Quando se coloca uma chapa na armadura, previamente à betonagem, é a menor dimensão da chapa que situar-se-á mais próxima do apoio. O lado inclinado ficará mais distante.

O trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação é apresentado em seis capítulos, cada um com diversos subcapítulos. O presente primeiro capítulo é introdutivo à dissertação. É descrito de forma sucinta o tema e a respectiva solução de estudo, tais como as motivações e os objectivos que se pretendem atingir.

A estrutura da dissertação é também apresentada neste capítulo, com a descrição sucinta da organização dos capítulos.

O capítulo 2, Esforço transversal, divide-se em dois subcapítulos: considerações gerais, e reforço de vigas ao corte. No primeiro, descrevem-se os comportamentos de elementos de betão armado sem e com armadura transversal. São explicados os modelos de treliças de Mörsch, simples e múltiplas, com imagens representativas. Refira-se que o cálculo das treliças de Mörsch é um método de dimensionamento de vigas de betão armado, face a esforços de corte. O segundo subcapítulo contém uma pesquisa bibliográfica relativa a alguns métodos de reforço de vigas de betão armado: implementação de chapas metálicas coladas e/ou fixadas, de perfis metálicos e aplicação de FRP's - fiber reinforced polymers. Para as diferentes técnicas, referem-se as respectivas vantagens e desvantagens, e apresentam-se algumas configurações de reforço ao corte. Este subcapítulo contém também umas tabelas de normas prescritas para os aços, referentes à qualidade e natureza destes.

No capítulo 3 foi realizado um estado de arte sobre o fenómeno do punçoamento, dividido em quatro subcapítulos. O primeiro define as lajes fungiformes, estabelecendo as vantagens e desvantagens da implementação destas lajes nas estruturas. É redigido ainda um breve histórico relacionado com a criação destas lajes, sua utilização, e realização de ensaios laboratoriais. O segundo subcapítulo define o fenómeno do punçoamento em si.

Define também o perímetro de controlo, e os tipos de rotura que podem ocorrer, associados ao punçoamento. O terceiro subcapítulo é composto por uma lista de soluções que existem actualmente de reforço ao punçoamento. As soluções são descritas e estão incluídas algumas imagens, para melhor percepção. É dada particular atenção aos “shearheads”, pois foi com base nessa solução que se pretendeu estudar as chapas metálicas. O quarto e último subcapítulo indica quais as dimensões mais usuais dos modelos de laje e da área de aplicação da carga em ensaios laboratoriais, bem como os procedimentos a tomar na realização destes.

No capítulo 4 está detalhadamente descrito todo o procedimento experimental realizado no âmbito desta dissertação. Desde as dimensões das vigas e das chapas metálicas utilizadas, as características do cimento, da armadura, e dos agregados, até à instrumentação adoptada. Está também descrita a determinação da composição do betão com recurso ao método de Faury. Os resultados dos ensaios e respectiva análise são apresentados para uma viga de cada vez. Para além da descrição da fendilhação das vigas, em todas se apresentam os respectivos gráficos de deslocamento em função da força aplicada.

O capítulo 5 é relativo à parte de modelação numérica. As vigas ensaiadas foram modeladas no programa de cálculo estrutural SAP2000, exclusive a viga V1, para a qual se recorreu à ferramenta informática Ftool. Pretendia-se obter informação sobre os esforços de corte que, até à carga de rotura, foram distribuídos pelos materiais/componentes da viga, e as tensões nos mesmos. Os resultados foram tratados em unidades S.I. e alguns também em percentagens.

No sexto e último capítulo, são apresentadas as conclusões do desenvolvimento deste estudo, relacionando os resultados dos ensaios com a modelação numérica efectuada. Indicam-se também no capítulo 6, sugestões para eventuais trabalhos futuros.

2. ESFORÇO TRANSVERSO

2.1. Considerações gerais

A determinação da resistência e do comportamento de elementos de betão armado sujeitos a esforços que contêm componentes de corte, sejam eles o esforço transverso, a torção e o punçoamento, é tratada de uma forma relativamente subjectiva. Em diferentes países, são utilizados regulamentos de segurança que demonstram diferenças consideráveis de critérios, ao abordar o tema (Faria, R.; Pouca, N., 1997). Comparativamente à flexão simples e à flexão composta, os esforços que contêm componentes de corte, referidos anteriormente, envolvem uma complexidade superior em cálculos. Isto sucede devido ao betão ser afectado por factores de difícil quantificação, como por exemplo, o comportamento dos elementos de betão após a ocorrência de fendilhação. As fendas que surgem devido aos esforços de corte manifestam importância, resultado dos movimentos relativos entre as correspondentes faces rugosas.

Em vigas de betão armado, as fissuras de corte-flexão que surgem próximas aos apoios, iniciam-se na zona sujeita a tracção, de um modo perpendicular à armadura de flexão, curvando de seguida para o eixo neutro. As zonas de betão separadas pela fissura apresentam um comportamento de interacção de difícil determinação, devido às características físicas e mecânicas das superfícies da fissura, à sua inclinação com o eixo da viga e à curvatura (Faria, R.; Pouca, N., 1997).

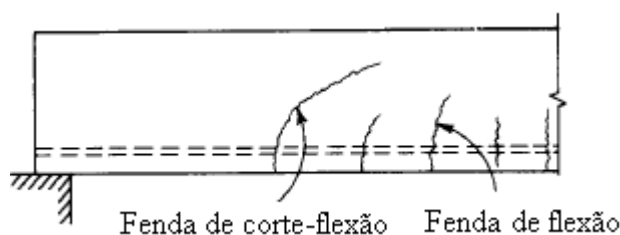


Figura 1. Fendas numa viga de betão armado (Nilson A.; Winter, G., 1991)

A armadura longitudinal também tem influência no desempenho dos elementos de betão armado, quando sujeitos a esforço transverso. Além de serem dimensionadas para os diferentes estados limites últimos, aumentam a resistência transversal.

Devido à inexistência de uma forma de determinar com inteira precisão a resistência de elementos de betão armado ao esforço transversal, com o mesmo nível de fiabilidade dos métodos usados para os esforços de flexão, presentemente são utilizados diversos métodos para dimensionamento e verificação de segurança ao esforço transversal.

Assim sendo, o Eurocódigo 2 apresenta dois métodos para o cálculo ao esforço transversal, o Método Padrão e o Método das Bielas de Inclinação Variável.

2.1.1. Elementos de betão armado sem armadura transversal

Relativamente ao comportamento de elementos de betão armado, estes apresentam características diferentes antes e depois da ocorrência de fendas. Previamente à fendilhação, estado pré-fendilhado, os níveis de carga são reduzidos e equivalentes a estados de serviço. Neste estado considera-se que o elemento adopta o comportamento linear e elástico, dado pela lei de Hooke (Faria, R.; Pouca, N., 1997).

Na figura 2 a) são demonstradas as trajectórias de tracção e de compressão numa viga em estado pré-fendilhado. As tensões normais têm uma distribuição linear ao longo da altura da secção transversal, enquanto as tensões de corte evidenciam uma distribuição parabólica. A mesma figura apresenta dois conjuntos de linhas curvas e perpendiculares entre si, interceptando no eixo neutro. Estes conjuntos de linhas são referentes às trajectórias de tensões principais no estado elástico não fendilhado.

O aparecimento de fissuras ocorre na parte inferior da lateral da viga de um modo perpendicular à armadura de flexão, e às trajectórias de tracção, ou seja, ao longo das trajectórias de compressão.

Quando os níveis de carga aplicados atingem valores mais elevados, as tensões normais inferiores ao eixo neutro da secção ultrapassam a resistência à tracção do betão, havendo apenas compressão na zona activa da secção. As tensões de corte, quando o elemento está na fase fendilhada, ou seja, no estado pós-fendilhado, tomam valor constante para posições inferiores ao eixo neutro. Tal como demonstrado na figura 2 b), a zona inferior da viga está sujeita a acção de corte, e em cada ponto actua uma tensão principal de tracção e uma de compressão, ambas de igual valor, cujas direcções principais desenvolvem-se fazendo 45° com o eixo da viga.

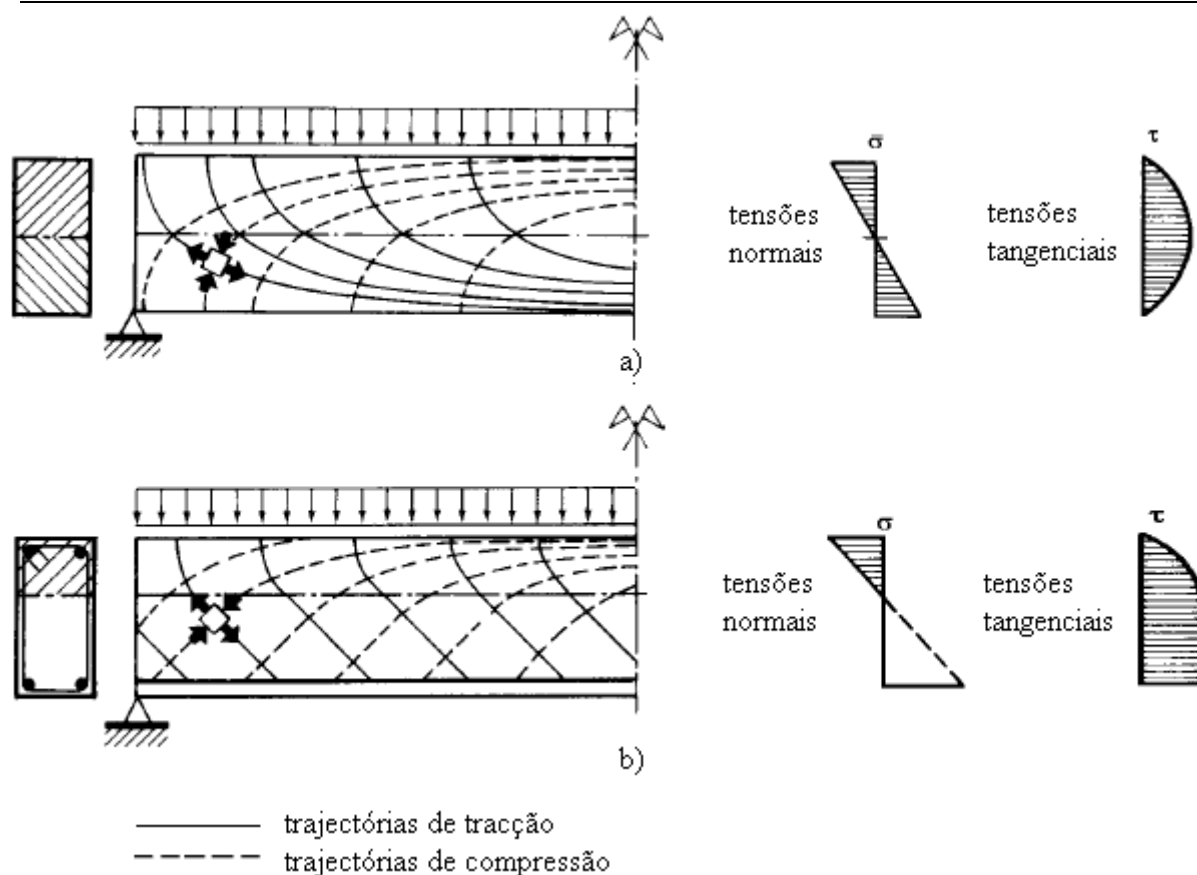


Figura 2. Estados de uma viga: a) Pré-fendilhado; b) Pós-fendilhado (Faria, R.; Pouca, N., 1997)

O comportamento de um elemento de betão armado sem armadura transversal, estando sujeito a esforço transversal, passa por três fases até alcançar a rotura.

Numa primeira fase, em que o carregamento é moderado, surgem fendas perpendiculares ao eixo da viga e à armadura de flexão. Em seguida, pelo menos uma das fendas, na maior parte dos casos somente uma, progride no comprimento de um modo inclinado, e direccionada para a zona comprimida da viga, curvando relativamente ao eixo da mesma. No final, terceira fase, ocorre a rotura por esmagamento do betão na zona comprimida do elemento (D'Arga e Lima et al., 1996).

Na primeira fase, a fendilhação está em correlação com as elevadas tensões de tracção que ocorrem na zona inferior do elemento, originando pequenas consolas inclinadas, encastradas na parte superior da armadura de flexão.

Enquanto o elemento sofre deformação, sucedem três efeitos. Ocorre o efeito de consola, em que na parte superior do elemento desenvolvem-se tensões de compressão e de tracção; o efeito de ferrolho, originando forças de corte na armadura de flexão; e o efeito

de engrenagem, resultando em esforços com componentes horizontais e verticais, nas superfícies rugosas das fissuras, devido às irregularidades dos inertes. Refira-se também, que estes efeitos abrandam a deformação da armadura de flexão, e portanto, o diagrama de tensões nesta fase é igual para a actuação de momento flector (D'Arga e Lima et al., 1996).

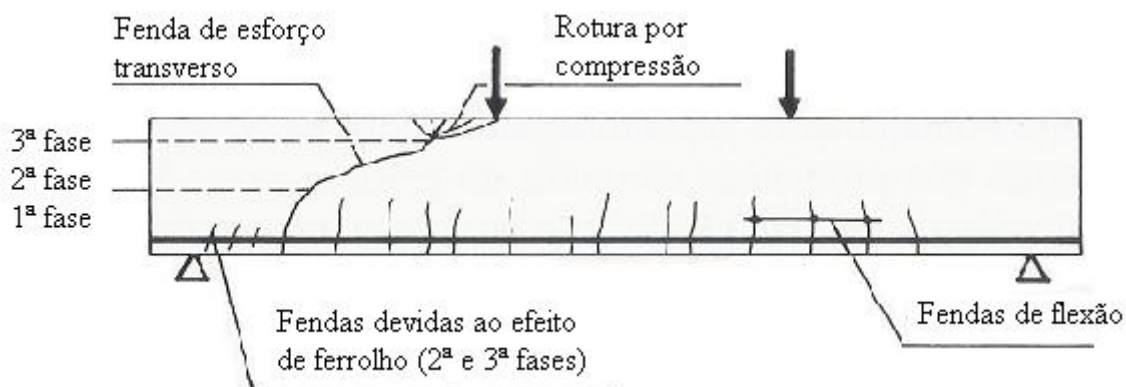


Figura 3. Comportamento de uma viga de betão armado até à rotura por esforço transverso (D'Arga e Lima et al., 1996)



Figura 4. Forças nas consolas (Faria, R.; Pouca, N., 1997)

Os efeitos de ferrolho e de engrenagem perdem eficácia a partir de um determinado valor de carregamento, e os valores de tensão nos encastramentos das consolas aumentam até ao aparecimento de fissuras nesses locais. Posteriormente, estas fissuras inclinam-se, passando a fissuras de esforço transverso. Ocorre fendilhação na região da armadura de flexão, cujas tensões ampliam-se em relação à tensão devido à flexão.

Segundo D'Arga e Lima et al., 1996, a rotura de uma viga por esforço transverso é condicionada pela deformação da armadura longitudinal de tracção. Assim, a resistência ao esforço transverso aumenta quando a percentagem de armadura de flexão é mais elevada, e

com uma maior aderência entre a armadura e o betão. Por outro lado, comparativamente à tensão na armadura de flexão devido ao momento flector, a tensão devida ao esforço transversal, que se instala nesta armadura, é superior.

2.1.2. Elementos de betão armado com armadura transversal

Quando os elementos de betão contêm armadura de resistência ao esforço transversal, estes tomam um desempenho diferente, comparativamente aos que não a contêm. Nos elementos sujeitos a flexão, devido a razões essencialmente económicas e porque a rotura por flexão é geralmente mais dúctil do que a rotura por corte, o dimensionamento é praticamente sempre realizado de modo a que a rotura não ocorra por esforço transversal. Outra razão pela qual se tenta usualmente fazer com que a rotura por flexão aconteça primeiro, é que esta é mais facilmente detectável, através do reconhecimento de fissuras que surgem na zona da armadura de flexão, e das deformações (Faria, R.; Pouca, N., 1997).

A armadura transversal é contudo essencial nos elementos de betão armado, pois o betão sem a referida armadura não garante a resistência ao esforço transversal. Nos casos em que através do dimensionamento se verifica que o elemento é seguro face ao esforço transversal, é obrigatória a utilização de uma quantidade mínima de armadura transversal.

Até ao aparecimento de fissuras diagonais, o efeito da armadura transversal é reduzido, por as deformações serem pequenas. Quando o carregamento toma valores mais elevados, esta armadura é fundamental para a resistência ao corte.

As fissuras, ao surgirem diagonalmente, atravessam a armadura transversal, que absorvem uma quantidade do esforço transversal. Para além disso, o desenvolvimento das fissuras é limitado, até à região sujeita a compressão, e o efeito de engrenagem torna-se mais significativo. O efeito de ferrolho ganha também maior relevância, pelo facto de a armadura transversal envolver a armadura de flexão.

No dimensionamento de vigas de betão armado ao esforço transversal, são geralmente utilizadas duas expressões do Eurocódigo 2, que correspondem à cedência das armaduras e ao esmagamento do betão, respectivamente.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (1)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (2)$$

Estas expressões (1) e (2) resultam da teoria do modelo da treliça de Morsch. Trata-se do cálculo de uma treliça plana, cujo banzo superior é composto pela zona de compressão da viga, e o banzo inferior pela armadura longitudinal. As barras inclinadas, ou verticais, de tracção correspondem aos estribos, e as barras inclinadas de compressão correspondem ao betão comprimido junto às fendas. Este modelo pretende representar uma concepção do comportamento de um elemento de betão armado com armadura transversal, sujeito a esforço transversal e flexão.

Existem dois tipos de treliças de Morsch. As treliças simples e as treliças múltiplas.

Nas treliças simples, considera-se que as barras diagonais correspondentes ao betão comprimido efectuem um ângulo de 45° com a horizontal, de acordo com as trajectórias de compressão que surgem na viga. O sistema estrutural que uma treliça simples representa é estaticamente determinado, permitindo a obtenção dos esforços nas bielas.

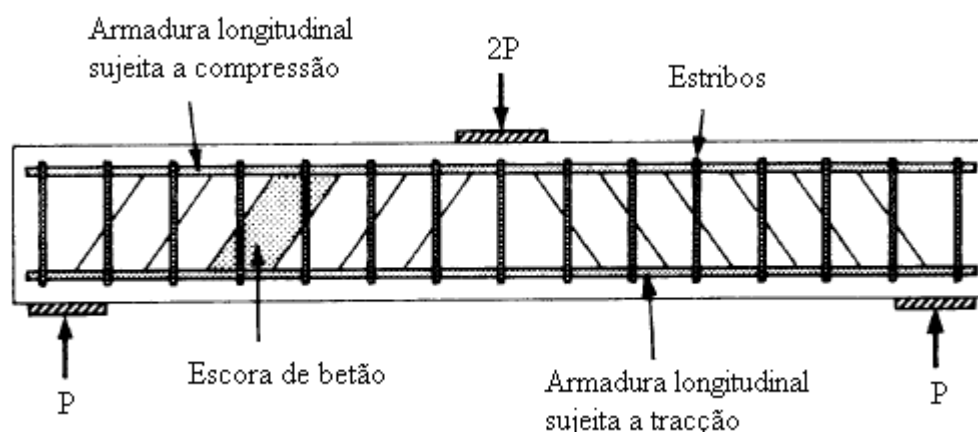


Figura 5. Modelo de Treliça simples de Morsch (Vecchio, F. and Collins, M., 1998)

Quando surge mais do que uma fissura interceptando um mesmo elemento de armadura transversal, utilizam-se modelos de treliças múltiplas para o cálculo da viga. Estas treliças correspondem a sobreposições de treliças simples, e as fissuras referidas podem ter inclinações iguais, sendo paralelas, ou inclinações diferentes, variando entre 25 e 65° (Sumpter, M., 2007)

Nestes casos, e comparando com as treliças simples, o esforço que actua num estribo é agora considerado nos diversos varões que a fissura intercepta.

As bielas correspondentes ao betão comprimido são indicativas das zonas de betão circunscritas por duas fissuras consecutivas. Estas bielas estão sujeitas a tensões de

compressão, como demonstrado na figura 7, em que F_{sw} e F_{cw} são os esforços que surgem na armadura transversal e na biela de betão comprimido, respectivamente.

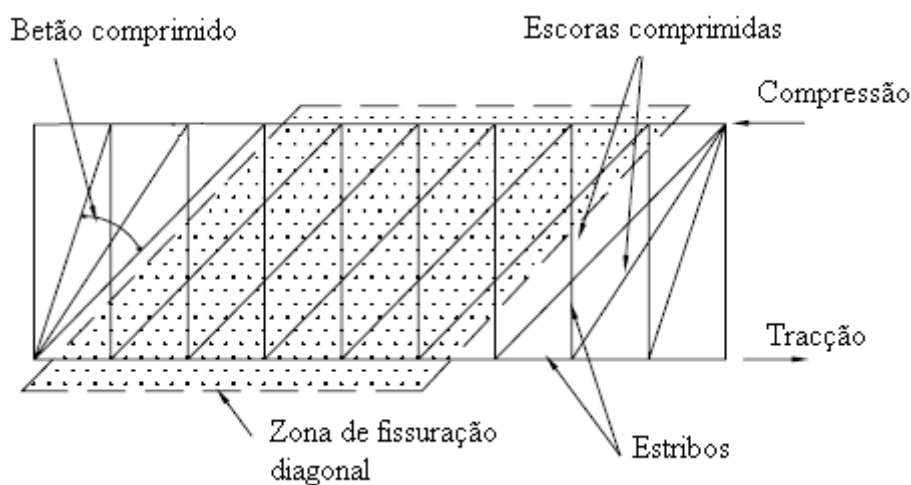


Figura 6. Modelo de treliça múltipla (Nilson et al., 2004)

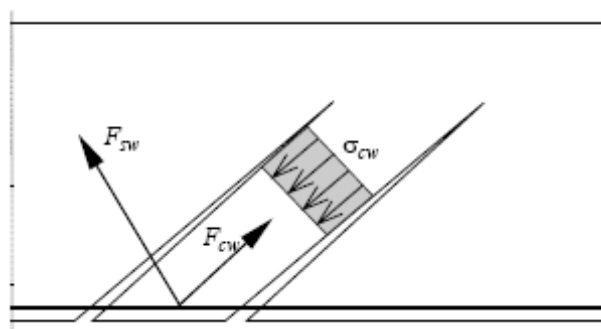


Figura 7. Tensões na biela de betão comprimido (Faria, R.; Pouca, N., 1997)

2.1.3. Forças na vizinhança de apoios

Nos casos em que uma viga está sujeita à acção de uma força muito próxima a um apoio, ela é transferida directamente para o apoio. Dessa forma, os efeitos de consola, ferrolho e engrenagem, perdem o seu efeito, e na região entre a aplicação da força e o apoio, há um aumento da resistência ao esforço transversal (D'Arga e Lima et al., 1996).

A resistência conseguida naquela zona depende da inclinação de biela de betão comprimido, dada pela razão entre a altura útil da viga e a distância da força até ao apoio.

A armadura de flexão deve ser convenientemente amarrada no apoio. Refira-se que uma boa amarração é fundamental para que se obtenha um bom comportamento face aos esforços de corte.

2.2. Reforço de vigas ao corte

2.2.1. Considerações gerais

Antigamente, as estruturas eram consideradas como eternas, e presumia-se que as suas vidas úteis não tinham fim. Actualmente, está presente a noção de que as estruturas podem não durar muito, num prazo relativamente diminuto.

Os principais factores da degradação das estruturas, são eles a perda de capacidade e o envelhecimento, podem ser originados por erros de projecto, erros de execução, utilização imprópria da estrutura, com carregamentos exagerados, a falta de manutenção, acidentes como choques ou incêndios,....

De modo a resolver problemas estruturais, seja com o objectivo de conservar ou de reabilitar, nos últimos anos têm vindo a ser realizados bastantes estudos para analisar diferentes tipos de reforços. Estes estudos têm vindo a ser baseados na experiência empírica dos autores, também pela razão de cada caso de reabilitação ser um caso singular.

O reforço de vigas pode ser estabelecido com o objectivo de melhorar as capacidades resistentes à flexão, ao corte, à torção, e a estes esforços em simultâneo.

2.2.2. Importância do betão e da armadura transversal

Nas vigas de betão armado, a resistência do betão a esforços de corte está relacionada com os efeitos de engrenagem e de ferrolho, descritos em 2.1.1., que se manifestam nas regiões fendilhadas. O betão desenvolve também capacidade de resistência a esforços de tracção nas zonas sem fissuras.

A armadura transversal é colocada nestes elementos estruturais com o objectivo de reduzir o mais possível o aparecimento de fendas, auxiliando a que os esforços com componentes de tracção sejam absorvidos. Os estribos revelam também enorme importância na transferência de esforços de corte através das fissuras (Beber, 2003). Para além disso, a armadura transversal melhora a capacidade resistente de uma viga de betão armado, segundo alguns aspectos.

O efeito de ferrolho revela ser importante, na medida em que os estribos suportam os varões constituintes da armadura longitudinal, que por sua vez têm fissuras a interceptá-

los. Os estribos contribuem também para restringir o aparecimento de fissuras em regime elástico, assegurando que, através do efeito de engrenagem, os esforços de corte sejam dissipados. Refira-se também que em casos onde a fendilhação surge nas zonas dos estribos, estes impedem a rotura da ligação das armaduras.

Nas situações em que o espaçamento dos estribos é reduzido, a resistência à compressão em algumas zonas é maior, e o nível de confinamento do betão torna-se considerável.

No entanto, a armadura transversal não evita o aparecimento de fissuras de corte, e a sua presença não é relevante até que estas fissuras se manifestem. Isto verifica-se, pois uma vez que a fendilhação ocorre no betão com valores de tensão relativamente reduzidos, o estado de tensão nas armaduras transversais não é também significativo (Beber, 2003).

2.2.3. Chapas metálicas

2.2.3.1. Definição do método

O método em estudo consiste na colocação de chapas metálicas lisas no interior de vigas de betão armado, de forma a ficarem próximas de um apoio numa extremidade. Pretende-se que as chapas sejam dispostas de modo a aumentar significativamente a resistência a esforços de corte.

Comparativamente ao método de colocação de perfis metálicos de secção “I” em lajes fungiformes nas zonas de ligação entre laje e pilar, estas chapas pretendem traduzir o efeito apenas das almas dos perfis. Refira-se que as almas dos elementos metálicos de secção “I” contribuem expressivamente para a resistência ao esforço transversal.

Como indicado anteriormente, as chapas são colocadas entre as armaduras longitudinais inferior e superior. De forma a equilibrar as chapas verticalmente, estas são amarradas aos varões com pequenos elementos de arame. Contudo, as betonagens de elementos estruturais em que são colocadas chapas metálicas devem ser controladas, assegurando que as chapas mantêm-se em posição vertical.

A aderência do betão às chapas metálicas lisas é o principal factor a estudar neste método de reforço, e que pode revelar maior importância.

2.2.3.2. Aderência do aço liso ao betão

A aderência entre o aço e o betão é um dos mecanismos mais importantes para a existência das estruturas de betão armado. É o mecanismo de transferência de tensões que existe na interface entre o aço da armadura e o betão envolvente (Fernandes, 2000).

A transferência de esforços entre o aço e o betão acontece através de tensões de corte, paralelas à chapa de aço na interface com o betão. Estas tensões, de aderência, alteram o comportamento e a distribuição de esforços e de deformações ao longo dos elementos. De acordo com Neto, 2007, as tensões de aderência aumentam até um certo nível de carregamento, a partir do qual a aderência perde eficácia, prejudicando a segurança da estrutura.

O tipo de aderência entre as chapas metálicas lisas e o betão envolvente é a aderência química, que ocorre devido às ligações físico-químicas na interface durante a reacção de presa do cimento. Segundo Fernandes, 2000, esta aderência é prejudicada pelas acções de serviço e pela retracção do betão.

Na solução de reforço a estudar, a aderência das chapas de aço ao betão representa um papel fundamental no desempenho da laje reforçada, face às acções concentradas.

2.2.3.3. Qualidade e Natureza do aço

As características do aço constituinte das chapas metálicas fundamentam-se nas suas propriedades mecânicas. Estas são obtidas através da realização de ensaios de tracção, ensaios de choque, e também ensaios de dobragem quando necessários. A composição química também tem influência nas características do aço. As propriedades do aço, relativamente às características gerais, são valores nominais a adoptar para efeitos de cálculo (Martins, J. G., 2008).

De acordo com Martins, 2008, as características dos perfis e chapas de aço utilizados em elementos estruturais, devem cumprir os requisitos da norma EN 10025-2004 nas suas 6 partes, essencialmente em relação à qualidade do aço e às condições de fornecimento. As seis partes da norma são indicadas de seguida:

- Part 1 - General technical delivery conditions;
- Part 2 - Technical delivery conditions for non-alloy structural steels. (Supersedes EN 10025: 1993);
- Part 3 - Technical delivery conditions for normalised/normalised rolled weldable fine grain structural steels. Supersedes EN 10113: parts 1 & 2: 1993);

- Part 4 - Technical delivery conditions for thermo mechanically rolled weldable fine grain structural steels. (Supersedes EN 10113: parts 1 & 3: 1993);

- Part 5 - Technical delivery conditions for structural steels with improved atmospheric corrosion resistance – also known as weathering steels. (Supersedes EN 10155: 1993);

- Part 6 - Technical delivery conditions for flat products of high yield strength structural steels in the quenched and tempered condition. (Supersedes EN 10137: parts 1 & 2:1996).

Nas situações em que são utilizadas chapas metálicas com propriedades de deformação melhorada, no topo de elementos estruturais, deve-se respeitar as condições da norma EN10164 “Steel products with improved deformation properties perpendicular”. Em topos de elementos estruturais, as chapas estão sujeitas a esforços significativos, necessitando assim de maior ductilidade.

As tabelas 1 a 3 indicam as normas prescritas pela própria norma EN 1090-2, referidas por Martins, 2008, relativa aos aços a utilizar em elementos estruturais.

Tabela 1. Normas prescritas para produtos standardizados para aços estruturais

Products	Technical delivery requirements	Dimensions	Tolerances
I and H sections	EN 10025-1 And	Not available	EN 10034
Joists		Not available	EN 10024
Channels	EN 10025-2	Not available	EN 10279
Equal and unequal leg angles	EN 10025-3	EN 10056-1	EN 10056-2
T sections	EN 10025-4	EN 10055	EN10055
Plates, flats, wide flats	EN 10025-5 As relevant	Not applicable	EN10029 EN 10051
Hot finished hollow sections	EN 10210-1	EN 10210-2	EN 10210-2
Cold formed hollow sections	EN 10219-1	EN 10219-2	EN 10219-2

Tabela 2. Normas prescritas para aços de enformados a frio, folhas e estribos de aço

Products	Technical delivery requirements	Tolerances
Non-alloy structural steels	EN 10025-2	EN 10051
Weldable fine grain structural steels	EN 10025-3, EN 10025-4	EN 10051
High yield strenght steel for cold forming	EN 10149-1, EN 10149-2, EN 10149-3	
Cold reduced steels	ISSO 4997	EN 10131
Continuously coates hot dip coated steels	EN 10326 EN 10327	EN 10143
Narrow strips		EN 10048 EN 10140

Tabela 3. Normas prescritas para aços inoxidáveis

Products	Technical delivery requirements	Tolerances
Sheet, plate and strip	EN 10088-2, EN 10028-7	EN 10029, EN 10048, EN 10051, EN 10258, EN 10259
Tubes (welded)	prEN 10296-2, prEN 10217-7	EN ISO 1127
Tubes (seamless)	PrEN 10216-5, prEN 10297-2	
Bars, rods and sections	EN 10088-3, EN 10272	EU 17, EU 58, EU 59, EU 60, EU 61, EU 65

2.2.3.4. Reforço com chapas metálicas coladas

Em estruturas de betão armado, mais precisamente nos elementos viga, podem ser adoptadas, quando necessários, diversas técnicas de reforço para solucionar problemas relacionados com esforço transversal e com flexão. Na maioria dos casos em que ocorrem problemas derivados de esforço transversal, estes surgem devido à ausência ou mau dimensionamento de armadura transversal e por fraca resistência do betão.

Na reabilitação de estruturas, por vezes são implementados reforços através de adição de novas armaduras traccionadas, ou de chapas metálicas, o que aumenta a zona comprimida do betão. Desse modo, o comportamento elástico do elemento reforçado é influenciado, tal como o seu estado de tensões (Reis, A., 1998). As chapas metálicas actuam como um suplemento à armadura colocada no interior do elemento estrutural, ou como uma armadura secundária, cuja função é a de diminuir as tensões na armadura principal do elemento (Beber, 2003).

O reforço de elementos de betão armado com chapas metálicas consiste na colagem de chapas nas suas faces, com colas epóxi. As chapas podem ser coladas nas faces laterais das vigas, para que seja obtida maior resistência ao esforço transversal, ou nas faces inferiores, de forma a aumentar não só essa resistência, como também a capacidade de resistência à flexão. Quando são aplicadas nas faces laterais, a altura das chapas não deve exceder a altura da secção transversal da viga a reforçar.

A eficiência deste método reflecte-se na quantidade de estruturas que, até ao presente, foram reabilitadas com este método (Cánovas, M., 1988). A aderência entre as superfícies dos dois materiais é a propriedade com maior importância, e depende da qualidade das colas epóxi e das características das superfícies dos materiais. Em reforço de vigas e lajes de betão com chapas metálicas coladas, deve ser estabelecido um valor mínimo de aderência tangencial. Deste modo pretende-se prevenir possíveis falhas na ligação, originadas por esforços tangenciais devido ao carregamento (Reis, A., 1998).

Segundo Beber, 2003, desde os anos 60 que a técnica de reforço de elementos estruturais com chapas metálicas coladas é utilizada na África do Sul, no Japão, e em alguns países da Europa.

Na cidade de Durban, África do Sul, procedeu-se ao primeiro reforço com chapas metálicas nas vigas de um complexo residencial, na década de 60. Devido a falhas na execução das armaduras, a quantidade destas ficou inferior à estabelecida em projecto. Em 1974, uma ponte de betão armado na ex-URSS com 60 anos de existência, teve o seu arco reforçado com chapas metálicas coladas. Causada por deficiências no sistema de drenagem de águas pluviais, uma percentagem considerável das armaduras (25%) sofreu elevados níveis de corrosão. Na Polónia e no Japão, em diversas pontes de betão armado e pré-esforçado foi implementado este método de reforço, revelando-se bastante económico, prático e eficiente (Beber, 2003).

Através de análises a resultados obtidos em vários ensaios realizados em vigas com chapas metálicas coladas nas faces traccionadas, foi verificado que a resistência à flexão aumentava consideravelmente. Com o aparecimento mais ténue de deformações e fissuras, concluiu-se que a rigidez à flexão também sofria acréscimos (Swamy et al, 1987; Beber, 2003).

A ligação entre o betão e a chapa metálica pode ser garantida com uma correcta aplicação da resina epóxi. A armadura a adicionar no elemento a reabilitar, é reposta

através de uma ou mais chapas na região apropriada. De acordo com Reis, 1998, as principais vantagens da aplicação de chapas metálicas são a rapidez de execução, a ausência de materiais molhados ou húmidos, a ausência de vibração, baixo nível de ruídos, o facto de o aumento das dimensões da secção serem irrelevantes, evitando que se realize redistribuições de esforços na estrutura, e o facto de a aplicação das chapas não intervir na utilização da estrutura. No entanto, há a apontar algumas desvantagens, ou cautelas:

- A visualização de possíveis fissuras e deteriorações que eventualmente possam surgir, por corrosão através de penetração de humidade entre a chapa e a cola, fica condicionada pela presença das chapas coladas. Mesmo em inspecções de rotina, a possível corrosão é de difícil identificação;
- As chapas metálicas aplicadas, por terem espessuras reduzidas, e as colas epóxi em geral, revelam baixa resistência a elevadas temperaturas. Em caso de incêndio, o risco de rotura dos elementos reforçados é acrescido;
- Nas extremidades da chapa metálica, pode ocorrer deslocamentos superiores aos esperados, que se devem à concentração de tensões naquelas zonas;
- Necessidade de ausência de humidade durante a aplicação da cola. Em ambientes húmidos, a qualidade da cola epóxi é prejudicada;
- Possibilidade de ocorrência de rotura por deslocamento da chapa ou por destacamento do recobrimento de betão (Figura 8 a).

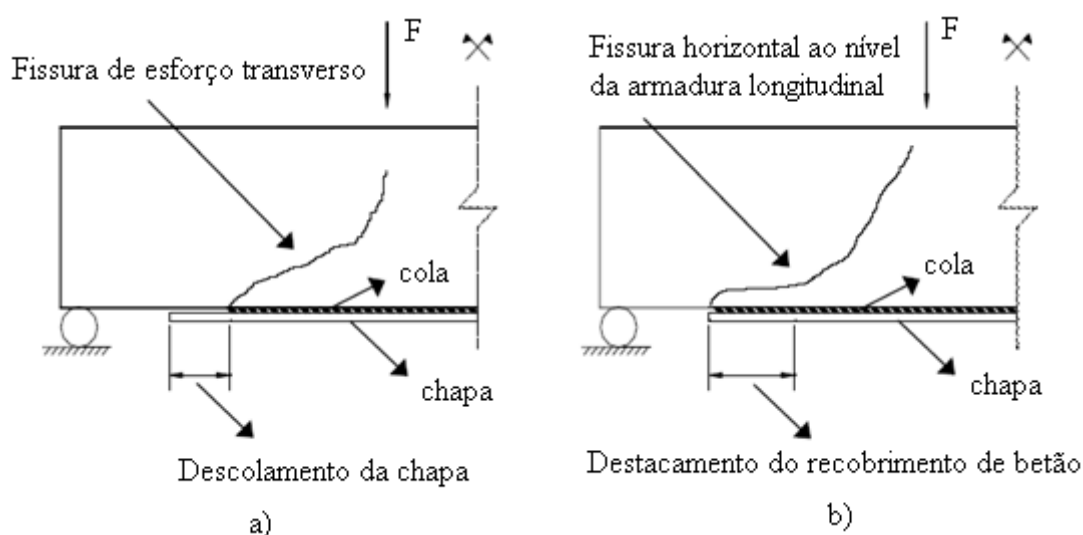


Figura 8. a) Rotura por descolamento da chapa; b) Rotura por destacamento do recobrimento de betão (Reis, A., 1998)

O descolamento da chapa tem tendência a ocorrer quando a colagem é mal executada, nas situações em que o carregamento é brusco, e em situações de impacto. No destacamento do recobrimento, inicia-se uma fissura na secção transversal da viga referente à extremidade da chapa, propagando-se horizontalmente ao nível da armadura de flexão inferior. (Reis, A., 1998)

Para além dos cuidados a ter atenção indicados, o manuseamento de elementos de chapa metálica de grandes dimensões e pesados pode ser complexo, e o fabrico de chapas com formatos singulares pode ser complicado e demorado.

As espessuras das chapas metálicas, aplicadas nas superfícies de elementos de betão armado, tomam geralmente valores até 3 milímetros. Se as chapas forem muito finas, empenam com relativa facilidade, e a sua colocação pode ser complexa. Quando são necessárias chapas mais espessas, utilizam-se sistemas de ancoragem, e nesses casos, a espessura da chapa não deve exceder 10 milímetros. Como as chapas tornam-se pouco flexíveis consoante maior for a espessura, acontece que pode haver dificuldades em adaptá-las às irregularidades das superfícies de betão (Reis, A., 1998).

No dimensionamento de um reforço com chapas metálicas coladas, conhecendo as características mecânicas do aço (resistência à tracção e módulo de elasticidade) determina-se a área da secção transversal da chapa. É necessário ter em consideração que o elemento reforçado, quando estiver sujeito a esforços superiores aos previstos, deve atingir a rotura simultaneamente por plastificação do betão comprimido e da chapa metálica. Para além disso, não deve ocorrer rotura nas superfícies de ligação entre a chapa e a cola, e entre o betão e a cola.

Reis, 1998, indica que a resistência da chapa não deve ser totalmente explorada, e que a superfície de betão tem que possuir uma resistência capaz de transmitir dos esforços de corte que actuam na ligação, entre a cola e o betão. A figura 9 apresenta alguns sistemas de ancoragens, para quando se pretende evitar descolamentos da chapa metálica, usando chumbadores ou aumentando o comprimento da chapa.

Ao longo do tempo foram realizados estudos sobre reforços com chapas metálicas. Através de ensaios de durabilidade, verificou-se que após longos períodos de exposição, surgem quantidades significativas de corrosão nas chapas, que comprometem a aderência entre os materiais. Como as chapas geralmente utilizadas contêm baixo teor de carbono,

apesar de serem vulneráveis à corrosão, estas devem ser correctamente protegidas, e sujeitas a manutenção regular (Beber, 2003).

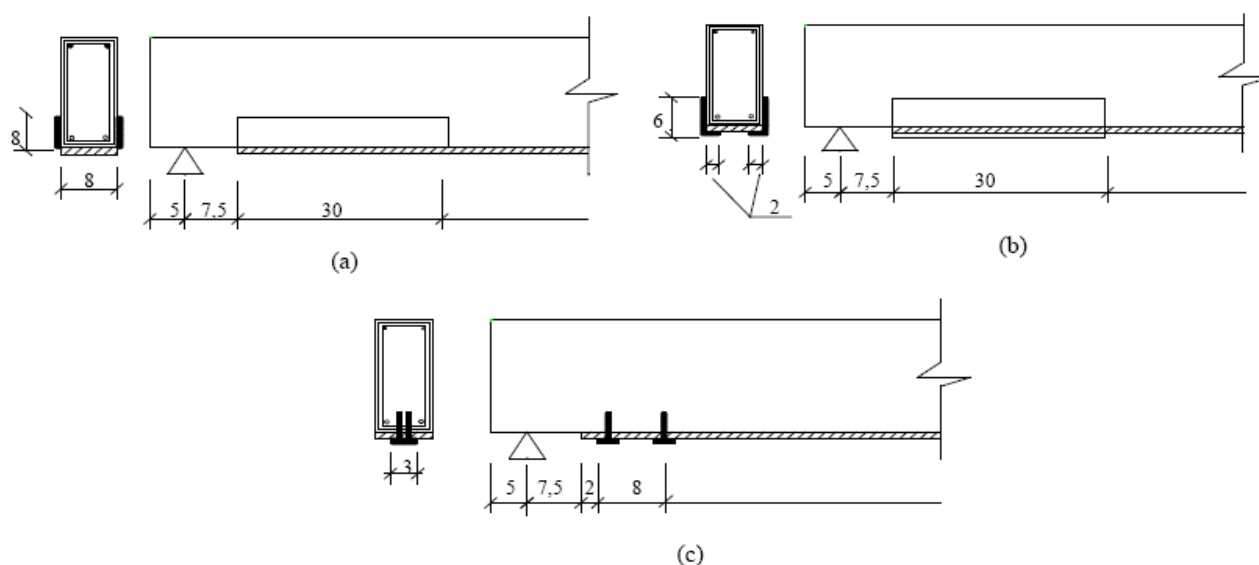


Figura 9. Sistemas de ancoragem: a) Com chapa lateral; b) Com chapa envolvente; c) Com parafusos (Campagnolo, 1993)

Nos casos em que o comprimento da chapa metálica não abrange toda a zona a necessitar de reforço, as emendas entre chapas sucessivas devem ser realizadas com soldagem. Para melhorar o reforço, deve ser efectuada uma cobrejunta de chapa metálica, da mesma espessura, colada com resina epóxi.

O dimensionamento do reforço de vigas, seja à flexão ou ao corte, envolve o cálculo da área de secção transversal das chapas metálicas necessárias que, ao serem implementadas na viga, aumentem a capacidade de resistência desta às acções em causa. Quando são executados sistemas de ancoragem, os seus comprimentos devem também ser calculados.

Assim, para o correcto dimensionamento do reforço, deve ser conhecida a geometria da secção transversal do elemento estrutural sujeito a reforçar, quer a dimensão da secção de betão, quer as disposições das armaduras transversais. As propriedades mecânicas do betão e do aço constituinte da chapa devem também ser conhecidas.

Em 1997, Appleton e Gomes estudaram a adição de armaduras exteriores em elementos de betão armado como forma de reforço ao esforço transversal. Os autores indicam que o aço utilizado no reforço não deve ter resistência muito elevada, para que não seja necessária uma grande deformação que mobilize a sua capacidade resistente. No geral,

o aço aconselhável é o Fe360. É também referido que durante a execução do reforço, devem ser retiradas o máximo de cargas possíveis, de forma a assegurar que as chapas são mobilizadas para as cargas de serviço.

A figura 10 estabelece as dimensões recomendadas do reforço de vigas com chapas de aço, segundo Appleton e Gomes, 1997. Na figura 11 são demonstradas diferentes disposições de elementos de chapa contínuos e descontínuos, com cantoneiras metálicas nas ligações ao betão, fixadas através de buchas. No caso das chapas descontínuas, a cantoneira aplicada nas arestas inferiores da viga devem obviamente ser elementos contínuos, garantindo eficientemente a amarração das forças transferidas nas bielas de compressão.

Os autores afirmam que o reforço constituído por chapas metálicas é bastante eficaz no controlo da fendilhação, e duplamente vantajoso relativamente à deformação. Esta técnica aumenta a inércia das secções, e faz com que a perda de rigidez por fendilhação seja evitada, com a reposição do monolitismo associado à injeção das fendas.

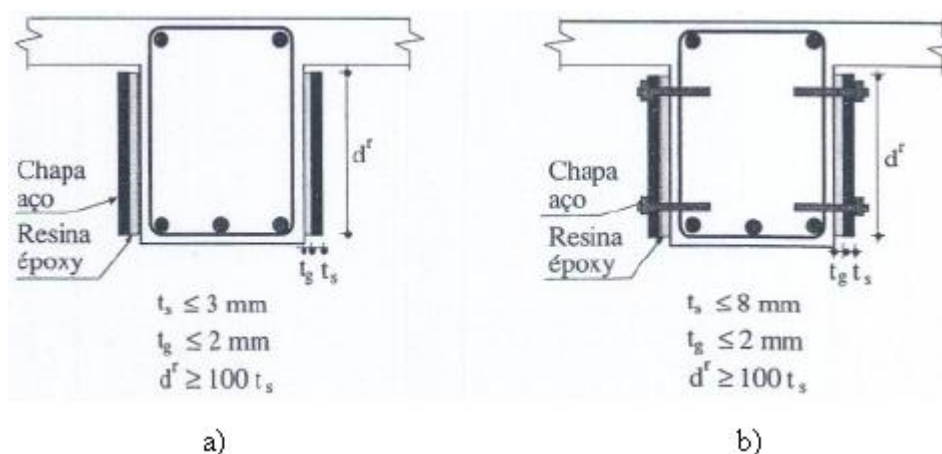
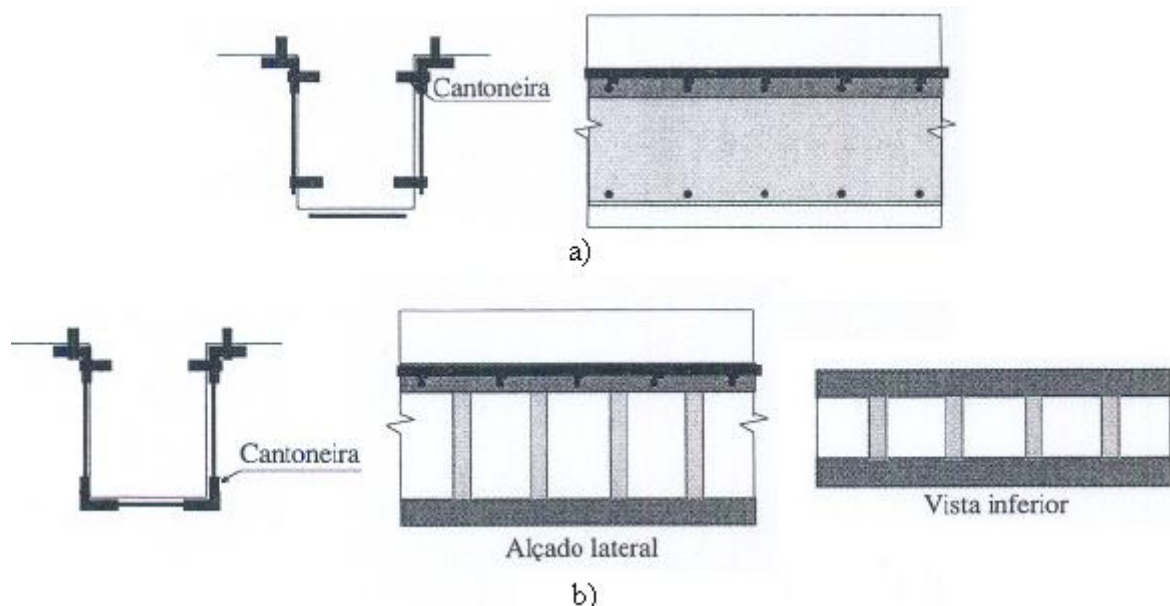


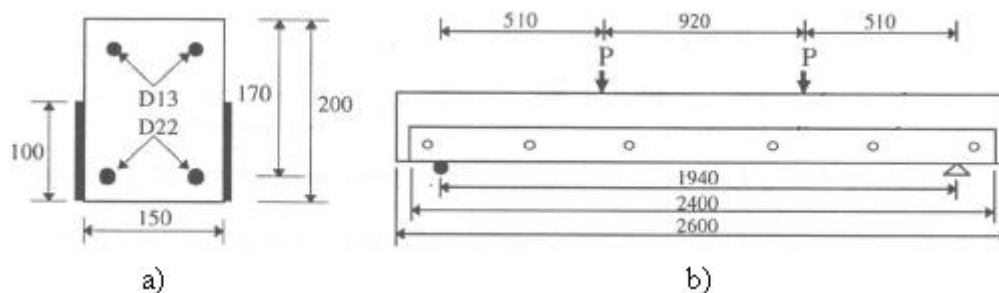
Figura 10. Reforço de vigas ao esforço transverso: dimensões recomendadas: a) Sem buchas metálicas; b) Com buchas metálicas (Appleton, J.; Gomes, A., 1997)



Este método de aplicação de chapas descontínuas e cantoneiras é também utilizado em reforço de pilares à compressão, à flexão composta, e para aumento da cintagem, melhorando a ductilidade e o comportamento sísmico.

Adhikary. et al. (1998), testou ao corte doze vigas de betão armado, reforçadas com chapas metálicas nas faces laterais, fixas com parafusos. As vigas tinham 2,60 metros de comprimento, e foram carregadas simetricamente. Adhikary variou a espessura das chapas, a quantidade de parafusos utilizados, e a profundidade de penetração deles. A altura da chapa metálica utilizada em todas as vigas foi de 100 milímetros, metade da altura da secção da viga, e o comprimento era superior ao vão da viga.

Com este método, o autor conseguiu acréscimos de resistência ao esforço transversal num intervalo entre 40 e 75% nas vigas com chapa de 2.3 milímetros de espessura, e até 80% quando a chapa de reforço tinha a espessura de 4.5 milímetros.



2.2.4. Perfis metálicos

Uma técnica menos utilizada, mas idêntica às chapas metálicas coladas, sendo também um reforço por adição externa de elementos metálicos, é o de fixação de perfis metálicos. Este método assemelha-se às chapas metálicas coladas em aspectos de fixação e ancoragens.

A figura 13 apresenta um exemplo de reforço de uma viga, com perfis metálicos de secção “U” nas faces laterais. As faces laterais de betão são preparadas, recebem cola e posteriormente os perfis são chumbados. A maior dimensão do perfil é a que fica em contacto com o betão. Os cantos entre as abas do perfil e a face da viga são vedados com resina epóxi, impondo estanqueidade à ligação.

Refira-se também que este método fundamenta-se com cálculos de dimensionamento precisos, realizados previamente à execução do reforço.

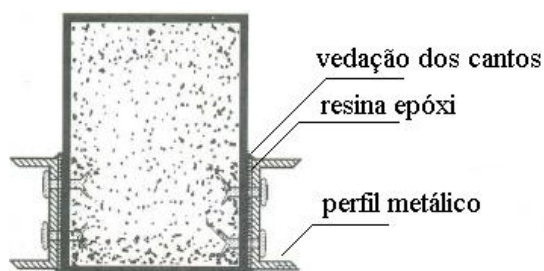


Figura 13. Reforço com perfis metálicos (Somensi, 2007)

Em alguns casos de reforço de vigas, são utilizadas cantoneiras metálicas, essencialmente nas arestas inferiores.

Este tipo de reforço é menos usual, por nem sempre ser adaptável às circunstâncias ou por não revelar a eficácia desejada. Isto sucede devido ao facto de as cantoneiras não trabalharem à tracção em simultâneo com o betão e as armaduras.

As cantoneiras são coladas e chumbadas, podendo ou não serem amarradas por arames que atravessam as lajes. Estes arames têm meramente a função de garantir a união entre as cantoneiras, não aumentando a rigidez do elemento reforçado.

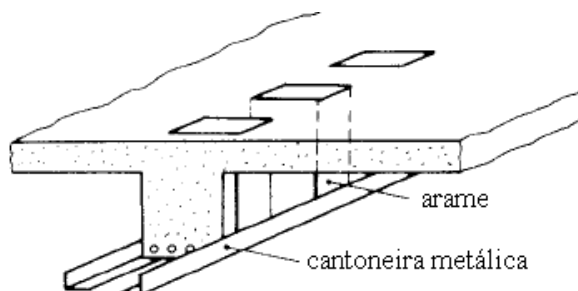


Figura 14. Reforço de uma viga com cantoneiras metálicas (Somensi, 2007)

2.2.5. FRP's

Os FRP, fiber reinforced polymers, são materiais compósitos constituídos essencialmente por fibras ou por resinas poliméricas. As fibras geralmente utilizadas em sistemas de FRP são as fibras de vidro, aramida e carbono (Araújo, C., 2002).

Trata-se de um método que é utilizado com o objectivo de reforçar elementos estruturais à flexão e ao corte. É possível, com FRP's, aumentar também a resistência aos impactos, à acção sísmica, e aumentar o confinamento. Refira-se também que esta técnica não tem influência nas dimensões das secções transversais, não interferindo na inércia destas, o que poderia representar uma desvantagem. O início da utilização destes materiais destinou-se a reforço de pilares sujeitos a acções de carácter sísmico.

Estes materiais apresentam um vasto leque de vantagens, desde resistência à tracção e à compressão, ao choque, a vibrações, à temperatura, isotropia de expansão térmica, boa resistência química, a baixas densidades e bom comportamento ao fogo. As fibras de carbono, possivelmente as de melhor qualidade, têm como principais vantagens um elevado módulo de elasticidade e propriedades mecânicas muito boas, para além das vantagens indicadas anteriormente.

As técnicas de reforço de elementos estruturais de betão armado com sistemas FRP podem ser concretizadas através de dois métodos. Podem ser com materiais FRP's colados nas faces desses elementos, FRP EBR ("Externally bonded reinforcement"), ou por FRP's colocados em ranhuras realizadas nos elementos, FRP NSR ("Near-surface mounted reinforcement"). Barros, 2004, indica que a técnica mais utilizada é a FRP EBR, com os FRP's colados, cuja aplicação baseia-se em três etapas. Em primeiro lugar, a superfície do elemento a reforçar deve ser preparada para que ofereça boas condições de aderência. Nos

casos de sistemas curados “in situ”, deve-se aperfeiçoar a superfície, deixando-a sem irregularidades, mas rugosa, e em laminados deve-se bojardar a superfície tornando irregular, com o auxílio de jacto de areia, ou “picotando-a” com um martelo de agulas. Com ar comprimido, limpa-se a superfície. Após a preparação das faces do elemento estrutural, procede-se à colagem dos FRP’s, e por fim faz-se o controlo de qualidade da técnica de reforço. O controlo da qualidade é realizado antes, durante e após a aplicação dos FRP’s.

Em alguns sistemas de reforço com FRP’s, é conveniente aplicar uma camada de primário, com a finalidade de aumentar a aderência das fibras à face do elemento estrutural.

Os sistemas de FRP são actualmente um dos métodos utilizados para reforço de vigas de betão armado. O reforço pode ser preparado para aumentar a resistência à flexão, ao esforço transversal, ou a ambos os esforços em simultâneo (Dias, S.; Barros, J., 2004).

Nas situações de reforço à flexão, é possível obter valores de rigidez e de ductilidade mais elevados, e flechas menores. A fendilhação torna-se mais controlável e pode até ser evitada em alguns casos.

O reforço à flexão é constituído por laminados ou mantas de FRP’s coladas na face inferior da viga, zona que está submetida a tracção. Com a colagem de FRP’s consegue-se minimizar deformações no elemento estrutural. A outra forma é inserindo lâminas de FRP em ranhuras previamente executadas na mesma face, direccionadas no sentido do maior esforço. Este último método é mais eficiente quando se pretende maiores capacidades de resistência, e maior durabilidade a altas temperaturas, raios ultra-violeta, ou impactos.

Em reforços ao corte, os FRP’s aumentam, para além da resistência ao esforço transversal, a rigidez, a ductilidade. Tal como nos reforços à flexão, também há possibilidade de controlar a propagação de fissuras ou de as evitar. Contudo, de acordo com Dias e Barros, 2004, consequentemente ao descolamento prematuro dos elementos FRP’s, o nível máximo de tensão no reforço está muito abaixo da sua resistência última. Um outro inconveniente é o facto dos modos de rotura serem frágeis e instantâneos.

Na figura 15 são esquematizadas diferentes configurações de reforço de vigas ao corte com mantas de CFRP, polímeros reforçados com fibras de carbono.

As mantas podem envolver a secção transversal da viga em todo o seu perímetro, podem ser colocadas em forma de U, coladas nas faces laterais e na inferior, ou somente

nas faces laterais. A distribuição pode ser contínua ou não, e fazendo ângulos de 45 ou 90° com o eixo horizontal. As mantas têm a possibilidade de serem sobrepostas sob diferentes orientações, e fixas com ou sem ancoragem.

A figura 16 apresenta um exemplo de reforço ao corte de vigas de betão armado, estudado por Dias e Barros, 2004. Foram utilizados laminados de CFRP, dispostos em ranhuras.

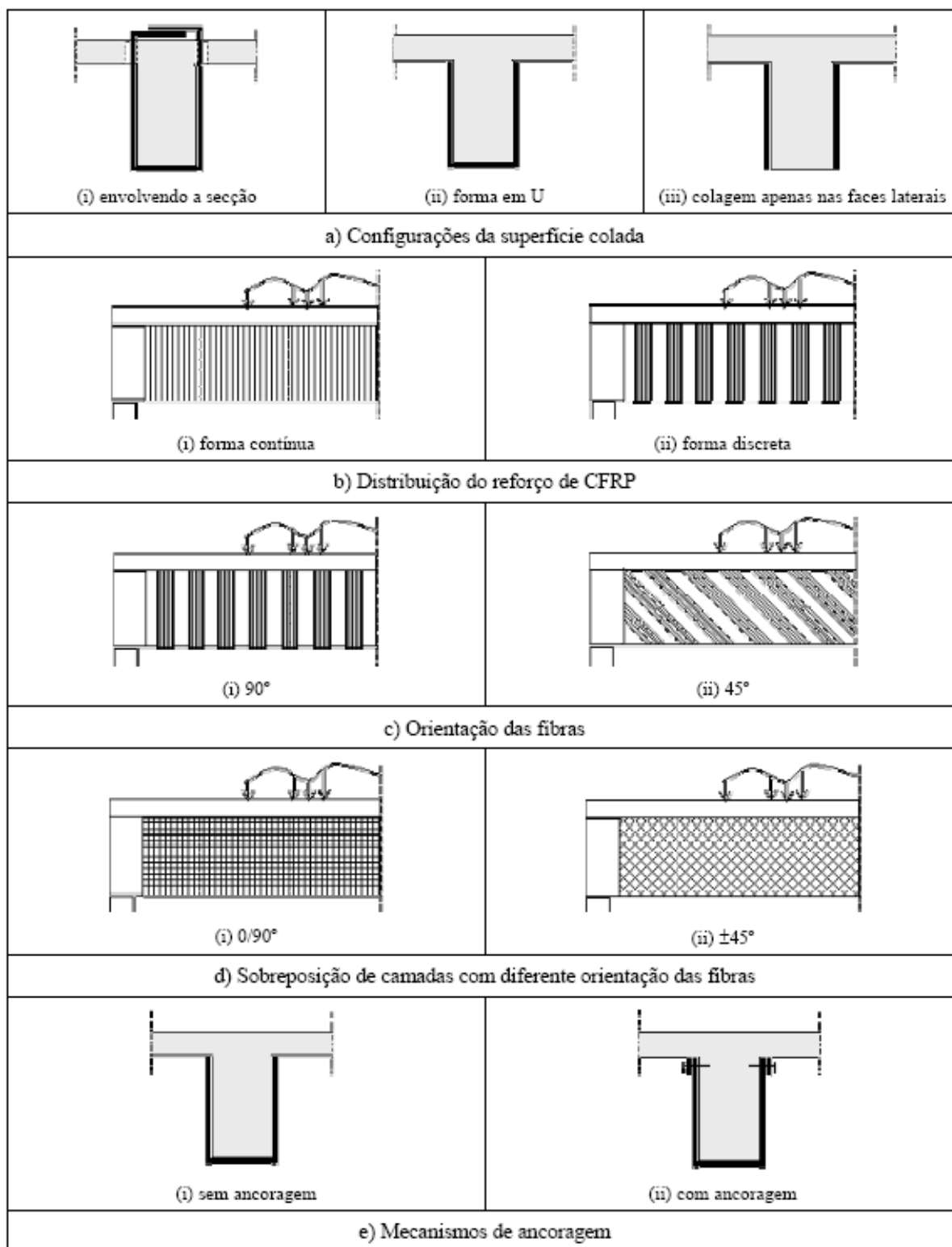


Figura 15. Configurações de reforço ao corte com mantas de CFRP (Dias e Barros, 2004)

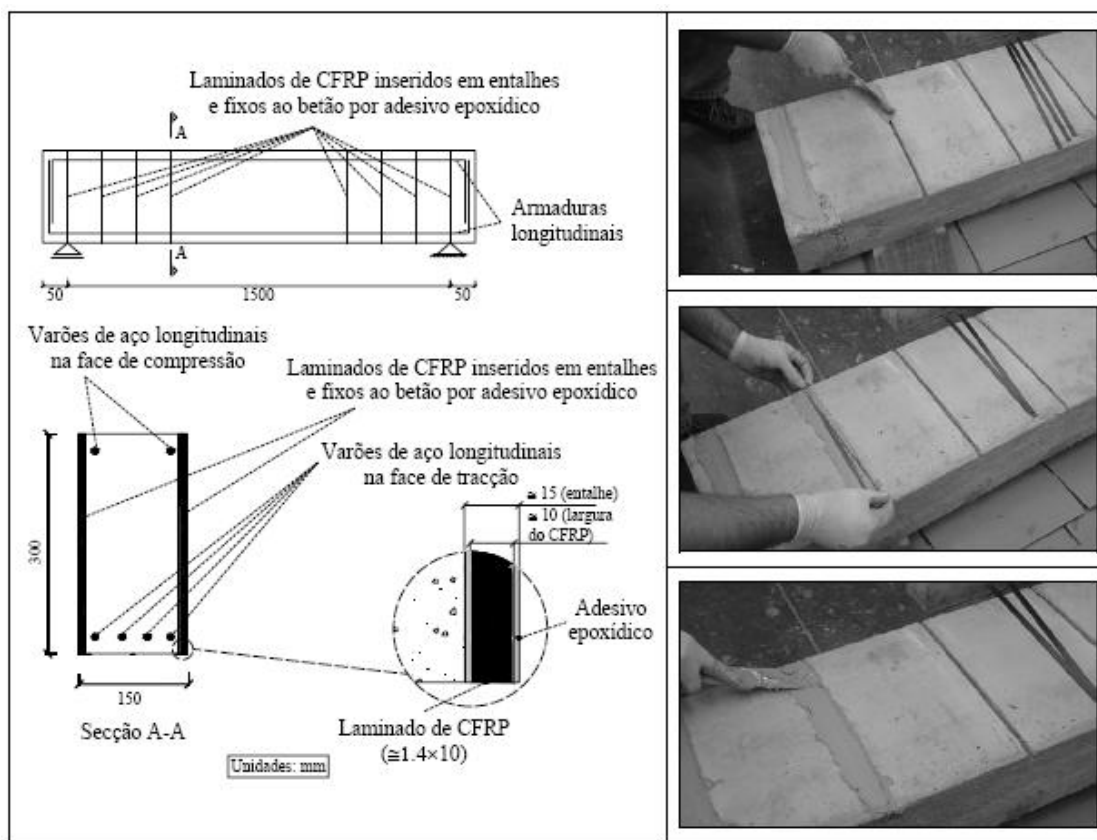


Figura 16. Exemplo de reforço ao corte de vigas de betão armado com laminados de CFRP em ranhuras efectuadas no recobrimento (Dias, S.; Barros, J., 2004)

Geralmente, os elementos FRP são colados com resinas epóxi. Segundo Araújo, 2002, as resinas podem ser termoplásticas ou termoendurecíveis. As resinas termoplásticas têm maior ductilidade, tenacidade e resistência a impactos e micro-fissuração. Por serem muito viscosas, a colagem de fibras longas pode revelar maior complexidade. Por sua vez, as termoendurecíveis demonstram altos níveis de endurecimento irreversível e não entram em estado de fusão quando submetidas a temperaturas elevadas. Permitem também obter maior estabilidade térmica e química, e menores retracções.

As resinas epóxi têm como principais argumentos para a sua utilização, uma grande capacidade de resistência à tracção, à fluência, resistência química e a solventes. O custo deste método e o tempo de cura, que ocasionalmente pode retardar bastante.

3. PUNÇOAMENTO

3.1. Considerações gerais

3.1.1. Lajes fungiformes

A evolução da engenharia e da arquitectura conduz a estudos para o desenvolvimento de técnicas e métodos construtivos em que seja possível reunir as condições de segurança, rapidez, economia, qualidade e durabilidade. Diversas soluções construtivas e materiais são relativamente recentes, como o betão armado e pré-esforçado, betões de alta resistência e com elevada durabilidade, aditivos para melhoramento da qualidade e trabalhabilidade do betão, aços de alta resistência, construção pré-fabricada e novos sistemas estruturais. Um dos sistemas estruturais desenvolvido para corresponder às exigências de novos projectos foi as estruturas com lajes fungiformes.

As lajes fungiformes são lajes contínuas apoiadas directamente em pilares, armadas em duas direcções, podendo ser maciças ou aligeiradas nas zonas centrais dos vãos. Como as estruturas com lajes fungiformes não contêm vigas, as acções são transferidas directamente para os pilares. Com lajes fungiformes, é possível obter vãos na ordem dos 12 metros (Martins, 2003).

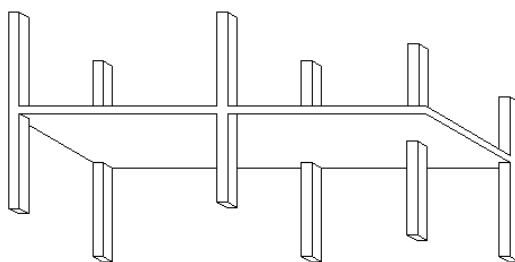


Figura 17. Laje fungiforme

3.1.2. Vantagens e desvantagens das lajes fungiformes

As lajes fungiformes apresentam diversas vantagens, directamente relacionadas com a economia e a funcionalidade.

Uma das maiores vantagens é a cofragem. Sem vigas, há uma diminuição da área de cofragem, o que consequentemente reduz o custo. A montagem e desmontagem da

cofragem torna-se mais simples, sendo necessário menos tempo de execução e menos mão-de-obra.

Devido à inexistência de vigas, uma estrutura com lajes fungiformes oferece uma maior escolha de disposições arquitectónicas no espaço interior. O pé-direito dos pisos pode ser diminuído e em consequência a altura total do edifício também, mas mantendo o mesmo número de andares. A quantidade de revestimentos e seus acessórios é também diminuída.

A betonagem e a vibração são de mais fácil execução. A probabilidade de ocorrência de falhas devido a vibração insuficiente diminui, principalmente em locais com excesso de armadura, no encontro de diferentes elementos estruturais. A montagem das armaduras de flexão é mais rápida e simples, dado que apenas nas zonas de ligação laje-pilar são necessários maiores cuidados com a presença de armadura de esforço transversal.

O tempo de execução é menor em relação às estruturas tradicionais, devido à redução de tempo necessário nas sub-operações de cofragem, betonagem, vibração e descofragem. A diminuição de cofragem e de mão-de-obra contribuem de grande forma para a redução do custo da estrutura.

Contudo, as lajes fungiformes apresentam também algumas desvantagens.

Comparativamente às estruturas tradicionais, as estruturas com lajes fungiformes apresentam menor rigidez às solicitações horizontais, sendo necessária a implementação de pilares de maior secção transversal e paredes estruturais para o aumento da rigidez. A probabilidade de ocorrência de maiores deslocamentos verticais é mais elevada em lajes fungiformes, podendo surgir fissuras e vibrações excessivas, interferindo no comportamento da própria estrutura e afectando o conforto.

Uma outra grande desvantagem está relacionada com a concentração de momentos flectores e esforços transversos de grandes intensidades nas ligações laje-pilar. Devido a isto, existe a possibilidade de ocorrência do fenómeno de punçoamento, o tipo de rotura característico de lajes sujeitas a forças aplicadas em pequenas áreas (Ramos e Lúcio, 2006).

3.1.3. Histórico

As lajes fungiformes foram criadas nos Estados Unidos da América, por Turner, em 1905, com um método de cálculo que envolvia grande variação de taxa de armadura face aos outros métodos. Foram projectados edifícios em Moscovo (1908) e Zurique (1910), que estiveram sujeitos a grandes cargas, e os desempenhos das estruturas foram de boa qualidade. No entanto, a utilização inadequada de um edifício em Indianápolis, E.U.A. (1911), provocou o desabamento da estrutura, tendo como consequência algumas mortes e feridos graves. O comportamento do sistema estrutural de lajes apoiadas em pilares teria que ser analisado e conhecido, para que a elaboração dos projectos garantisse total segurança, e ao mesmo tempo economia (Melges, 1995).

De acordo com Melges, 1995, foram realizados por Talbot em 1913 os primeiros estudos sobre o fenómeno de punçoamento, analisando a rotura por punçoamento através de ensaios em vinte sapatas sem armadura de esforço transverso. Vinte anos mais tarde, Graf concluiu que o aumento da resistência do betão aumenta muito pouco a resistência ao esforço transverso, isto porque os esforços de flexão fissuram a secção.

Talbot et al., em 1956, elaborou o primeiro método de cálculo da contribuição da armadura de punçoamento na resistência da ligação laje-pilar. Em 1961, Moe iniciou o estudo de ensaios assimétricos, também com pilares de borda e de canto, em que os momentos da laje eram transferidos para o pilar.

Nylander, em 1964, ensaiou lajes circulares com pilar central, e considerando a influência da flexão e do esforço transverso, determinou um modelo mecânico com base no Regulamento Sueco. Segundo Melges, 1995, Nylander verificou que os estribos verticais apresentam melhor comportamento que os estribos inclinados, que as superfícies de rotura aconteciam geralmente fora da área reforçada com estribos e inferiormente a eles, e que as cargas de rotura foram maiores nas lajes com menores percentagens de armadura de flexão. Nos casos em que a percentagem de armadura era mais elevada, a armadura transversal influenciava pouco a carga de rotura. Também em 1964, foram realizados ensaios para testar o desempenho de varões levantados.

Em 1968, Corley e Hawkins ensaiaram lajes reforçadas com perfis metálicos embebidos, denominados de “shearheads”, como armadura de resistência ao punçoamento em pilares interiores. Park e Islam (1976) também estudaram o comportamento e o aumento de resistência de lajes reforçadas com este método.

A partir dos anos 70, até à actualidade vários autores realizaram ensaios em lajes com diferentes dimensões e diversos tipos de armadura de resistência ao punçoamento, variando dimensões, disposições, quantidades e tipos de amarração, com o objectivo de determinar acréscimos de resistência (Melges, 2001; Marti e tal, 2001; Trautwein, 2006).

3.2. Esforços de punçoamento

3.2.1. Definição de punçoamento

O punçoamento caracteriza-se pela actuação de uma força concentrada sobre uma área de um elemento estrutural plano, neste caso sobre a laje, em que o pilar é o responsável por essa força (Trautwein, 2006).

Na zona do pilar ocorre a formação de uma superfície tronco-cónica de betão que se separa da laje, devido a elevadas tensões de corte que surgem, resultantes da força concentrada correspondente ao esforço transversal. Em redor do pilar, na superfície de rotura, as forças de corte são resistidas pelas forças de compressão radial que ocorrem na zona comprimida, pelo atrito entre os inertes e pelo efeito de “cavilha” da armadura de flexão (Faria, R.; Pouca, N., 1997). Segundo Menétrey, 2002, a superfície de rotura pode ter diferentes inclinações, com ângulos entre 25 e 60° com o plano da laje.

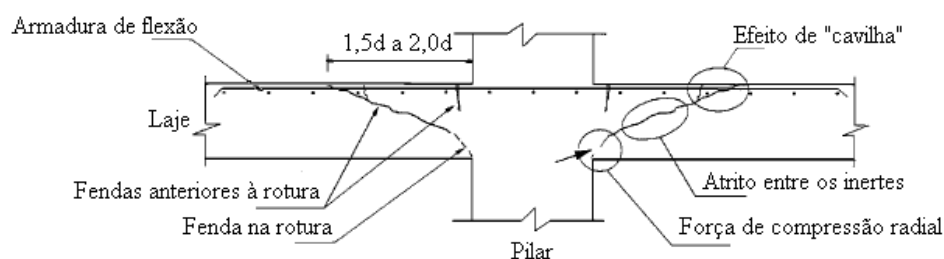


Figura 18. Rotura de uma laje fungiforme sem armadura de esforço transversal (Faria e Pouca, 1997)

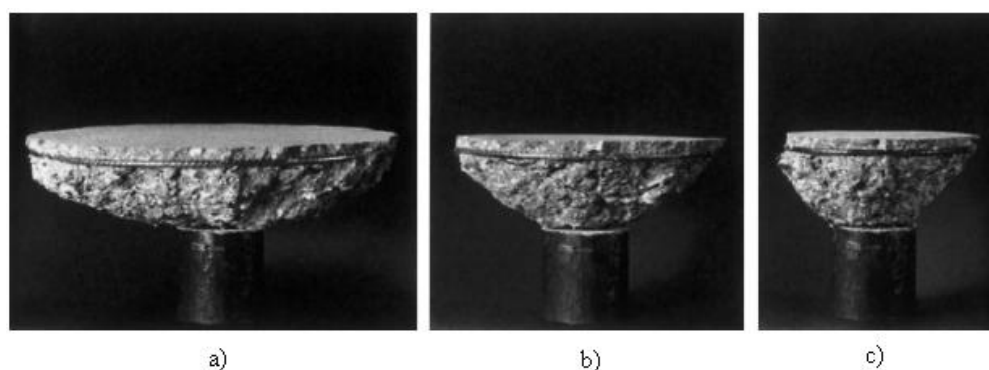


Figura 19. Superfícies de rotura com diferentes inclinações: a) 30°; b) 45°; c) 60°; (Menétrey, 2002)

De acordo com Ramos e Lúcio, 2006, apesar de o punçoamento ser um fenómeno localizado, consoante os casos pode acontecer uma rotura progressiva e a estrutura pode sofrer o colapso total, devido à perda de um apoio e da consequente transferência de esforços a apoios vizinhos que por sua vez, podem não ter sido dimensionados para tal.

Ferreira, 2005, afirma que este tipo de rotura é ainda mais crítico em pilares de bordo e em pilares de canto, e indica diversos modos de evitar ou diminuir a ocorrência do fenómeno de punçoamento. Diminuir o carregamento e os comprimentos dos vãos, aumentar a espessura da laje, as secções transversais dos pilares (em toda a altura ou apenas na zona de ligação à laje) e o número de pilares são alguns métodos possíveis. A implementação de capitéis ou ábacos são outro tipo de métodos, e a implementação de vigas de borda evita o punçoamento em pilares de borda e de canto.

Contudo, diminuir o carregamento é praticamente sempre impossível. A diminuição dos comprimentos dos vãos, o aumento da espessura da laje, o aumento da secção do pilar e do número de pilares origina alterações em aspectos arquitectónicos. Os capitéis e os ábacos, para além de por vezes também não serem aceitáveis arquitectonicamente, são de difícil execução, exigindo mais mão-de-obra e cofragem. A implementação de vigas de borda também origina alterações na arquitectura, e implica o aumento da área de cofragem.

Em resumo, estas técnicas geralmente também não compensam em aspectos económicos. As melhores soluções de resistência ao punçoamento estão relacionadas com a utilização de armadura transversal na zona de ligação laje-pilar.

3.2.2. Perímetro de controlo

O perímetro de controlo base pode ser considerado a uma distância igual a $2d$ da periferia da área de aplicação da força ou reacção, sendo d a altura útil da laje. Este conceito é válido sempre que não existam pressões elevadas contrárias à aplicação da força (caso por exemplo de tensões na base de uma sapata) nem forças ou reacções aplicadas a uma distância inferior a $2d$ da periferia da área de aplicação das cargas (Cachim, 2004). Segundo o Eurocódigo 2, o traçado do perímetro de controlo deve corresponder a um comprimento que seja o mínimo.

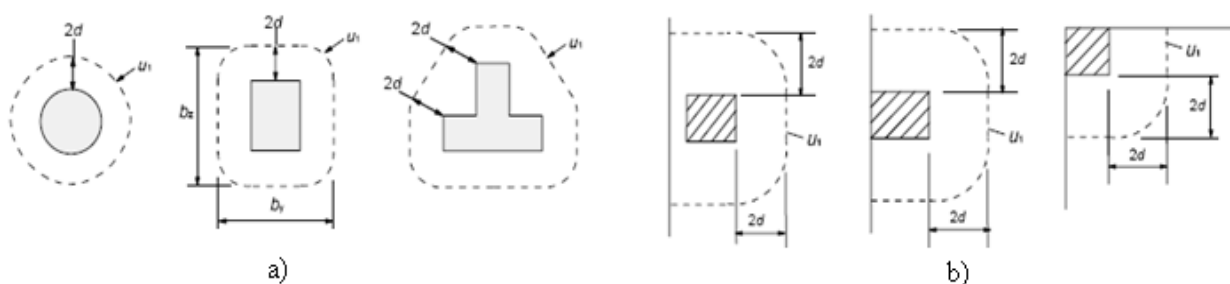


Figura 20. Perímetros críticos: a) para áreas carregadas interiores; b) junto a bordos livres; (CEN 2004 - Eurocódigo 2)

3.2.3. Tipos de rotura

A rotura ao punçoamento de uma laje fungiforme é do tipo frágil e sem qualquer ductilidade (Ramos e Lúcio, 2007). É um tipo de rotura complexa, caracterizada pelo aparecimento de fendas circulares em volta dos pilares. Após a formação destas fendas surgem fendas radiais e seguidamente fendas internas em forma de tronco cone. A rotura ocorre de forma súbita sem aviso prévio através das aberturas das fendas tronco - cónicas (Cachim, 2005).

De acordo com D'Arga e Lima et al., 1996, existem três tipos de rotura de uma ligação laje-pilar reforçada com armadura de esforço transverso. A primeira refere-se à superfície de rotura junto à face do pilar, a segunda na zona reforçada e a terceira exteriormente à zona reforçada.

A rotura junto à face do pilar ocorre entre o pilar a armadura. Pode ser evitada colocando a armadura de esforço transverso suficientemente próxima do topo do pilar.

O tipo de rotura que acontece na zona reforçada denomina-se rotura interna, podendo interceptar uma parte ou a totalidade da armadura de esforço transverso. Esta rotura surge nos casos em que a solução de reforço não se revelou suficiente ou em que as solicitações excederam as previstas no dimensionamento.

O terceiro tipo de rotura mencionado, exteriormente à zona com armadura e denominado por rotura externa, é prevenido através da colocação de armadura até a uma distância maior do pilar.

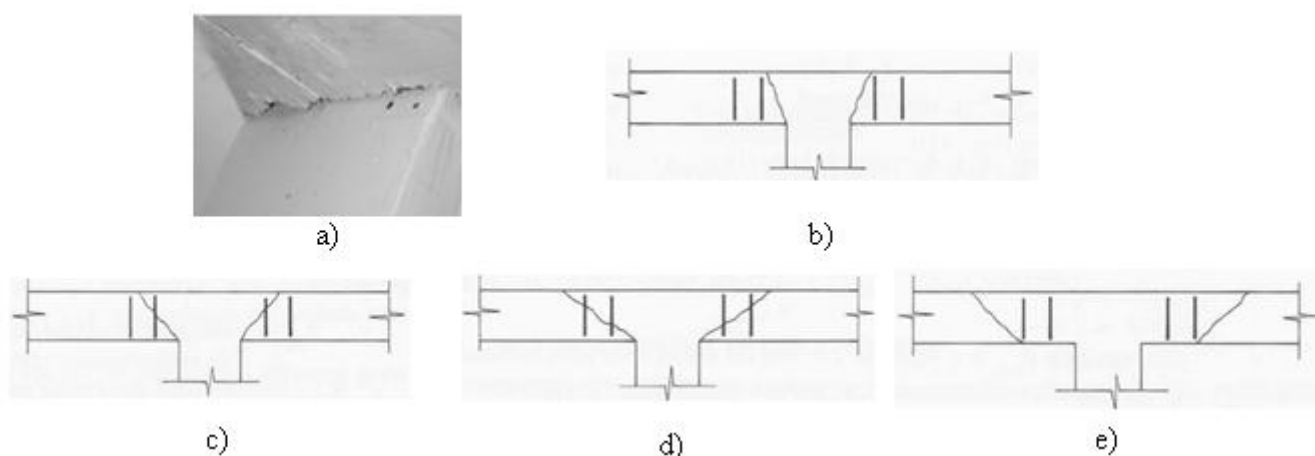


Figura 21. Tipos de Rotura: a) Na face do pilar (Kützing, 2000); b) Entre o pilar e a armadura; c) Rotura interna interceptando parte da armadura; d) Rotura interna interceptando toda a armadura; e) Rotura externa (D'Arga e Lima et al., 1996)

3.3. Soluções existentes de resistência ao punçoamento

3.3.1. Estribos

Os estribos são o tipo de armadura mais usual para a resistência ao esforço transversal. Podem ser simples ou duplos, e colocados na vertical ou em posições inclinadas (Eurocódigo 2).

Martins, 2002, refere que, além de aumentarem a resistência ao esforço transversal, os estribos garantem a cintagem da zona comprimida, aumentando também a resistência e a deformabilidade nessa zona.

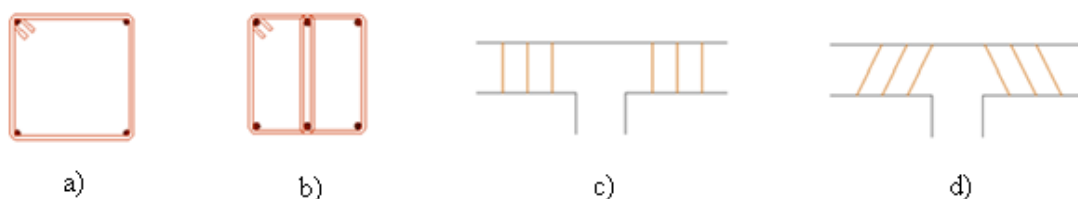


Figura 22. Estribos: a) Simples; b) Duplos; c) Verticais; d) Inclinados

Não deve existir folga entre os estribos e a face superior da armadura de flexão em que apoia, para que a segurança da ligação seja garantida. Contudo, devido ao facto de os operários pisarem com frequência a armadura de flexão ao circular, esta pode deslocar-se na vertical e perder o contacto com os estribos (Melges, J., 2001).

Relativamente ao dimensionamento dos estribos para o punçoamento e a disposição construtiva, a norma em vigor é o Eurocódigo 2.

A armadura de punçoamento deve ser colocada entre o pilar e kd no interior do perímetro de controlo a partir do qual a armadura de esforço transversal deixa de ser necessária. (O valor de k a utilizar num determinado país é dado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é 1,5). Deverão ser constituídas, pelo menos, por dois conjuntos de estribos periféricos, de espaçamento não superior a $0,75d$.

A área de um ramo de um estribo, $A_{sw,min}$, é dada pela expressão 9.11 do Eurocódigo 2:

$$A_{sw,min} = (1,5 \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq 0,08 \sqrt{f_{ck} / f_{yk}} \quad (3)$$

em que α é o ângulo entre a armadura de esforço transversal e a armadura principal (para estribos verticais, $\alpha = 90^\circ$ e $\sin \alpha = 1$), s_r é o espaçamento dos estribos na direcção radial, e s_t o espaçamento dos estribos na direcção tangencial. Os valores de f_{ck} e f_{yk} representam o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade e o valor característico da tensão de cedência à tracção do aço, respectivamente.

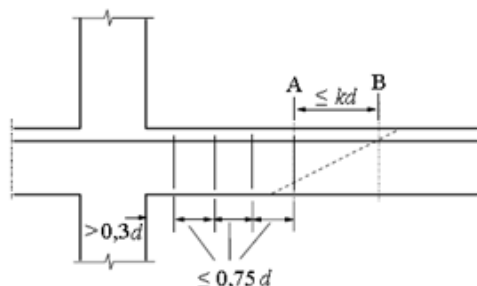


Figura 23. Espaçamento de estribos (CEN 2004, Eurocódigo 2)

Na figura 23, o perímetro de controlo exterior que necessita de armadura de esforço transversal é indicado por “A”, e “B” representa o primeiro perímetro de controlo que não necessita de armadura de esforço transversal. d representa a altura útil da laje.

De acordo com Trautwein, 2006, Regan em 1980 ensaiou quatro lajes quadradas com 2586 mm de lado e 160 mm de espessura, submetidas a um carregamento centrado através de uma placa metálica quadrada com 240 mm de lado. Uma laje não continha armadura de punçoamento enquanto as restantes foram reforçadas com estribos verticais, em que variava a quantidade e distância dos estribos à área carregada. As lajes atingiram cargas de rotura entre 564 e 750 kN, e o acréscimo de resistência ao punçoamento, comparando com a laje não reforçada foi em média 22%.

Beutel e Hegger, em 2002, apresentaram os resultados de ensaios em dez lajes circulares com diâmetro de 2750 mm e espessuras entre 230 e 275 mm, variando também a dimensão da área carregada (quadrada) entre 320 e 400 mm de lado. Nas lajes, variou a quantidade, a distribuição e o tipo de amarração dos estribos, e concluiu ser um método de bom desempenho. Os estribos colocados sem amarração na armadura de flexão inferior revelaram maior eficiência do que os amarrados numa direcção das armaduras superior e inferior.



Figura 24. Estribos utilizados por Beutel e Hegger, 2002: a) Sem amarração na armadura inferior; b) Com amarração nas armaduras inferior e superior

Nos ensaios realizados por demais autores em lajes reforçadas com estribos, variando a quantidade, diâmetros, distribuição e inclinação, foram alcançados acréscimos de resistência ao punçoamento significativos. Em 2006, Trautwein ensaiou lajes quadradas com 3000 mm de lado e 200 mm de espessura, com betão de resistência à compressão média de 45 MPa, reforçadas ao punçoamento com estribos inclinados a 60°, e obteve acréscimos de resistência até 94%.

3.3.2. Varões inclinados

Os varões inclinados são o prolongamento da armadura superior de flexão, amarradas na parte inferior da laje (Melges, 2001). A sua disposição é inclinada.

A norma regulamentar para este tipo de armadura é o Eurocódigo 2. Na figura 25 b), “A” representa o perímetro de controlo exterior que necessita de armadura de esforço transversal, e d é a altura útil da laje.

A distância entre a face de um apoio, ou o contorno de uma área carregada, e as armaduras de punçoamento mais próximas consideradas no dimensionamento não deverá ser superior a $d/2$. Essa distância deverá ser medida ao nível da armadura de tracção. Se for utilizada apenas uma única fiada de varões inclinados, a sua inclinação poderá ser reduzida para 30° (Eurocódigo 2, 2004).

Park e Islam, em 1976, ensaiaram lajes com varões inclinados, sujeitas a carregamentos simétricos e concluíram que a utilização de varões levantados aumenta a resistência da laje, mas não a ductilidade. Além disso, como estes varões absorvem esforços de flexão, perdem capacidade de resistência ao esforço transversal. Em Melges, 2001, é referido que o uso deste tipo de armadura não é adequado para ligações de laje com pilares de bordo e de canto.

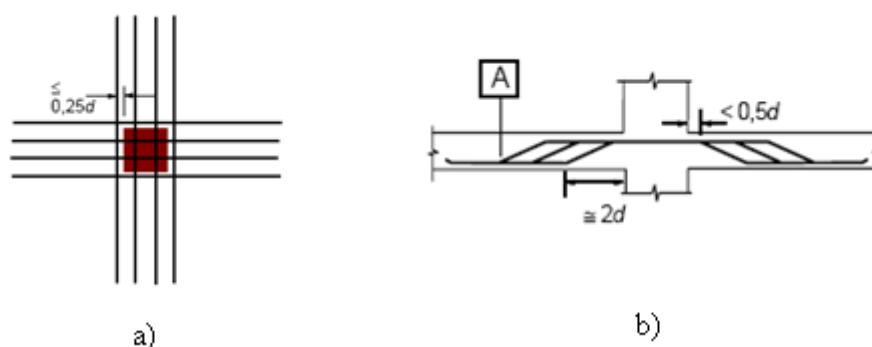


Figura 25. Espaçamento de varões inclinados: a) Em planta; b) Em perfil (CEN, 2004 - Eurocódigo 2)

Broms, 1990, testou sete lajes quadradas com 3000 mm de lado e 180 mm de espessura. Utilizou betão de resistência à compressão média de 25 MPa, e como reforço ao punçoamento combinou varões dobrados e estribos, em que a inclinação dos varões fazia 35° com a face superior da laje. O autor variou a disposição da armadura de flexão e posicionamento dos varões inclinados. Concluiu que a combinação dos dois tipos de

armadura é de fácil execução e que se obtém um bom acréscimo na resistência ao punçoamento, com a mesma ductilidade que teria se a laje estivesse apoiada em vigas.

Em 1996, Hallgren realizou testes em dez lajes circulares, com 2540 mm de diâmetro, espessura de 240 mm, e com pilar circular de 250 mm de diâmetro. Os varões foram colocados com uma inclinação de 33° com a face inferior da laje, e nas diversas lajes, a armadura de flexão variou, tal como a quantidade de varões inclinados. As lajes com baixa percentagem de armadura e armadura de esforço transversal apresentaram maior ductilidade, e foram alcançados acréscimos de resistência ao punçoamento até 69%.

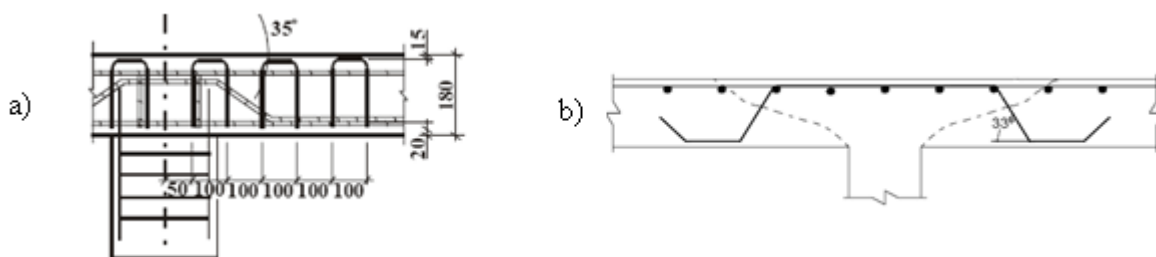


Figura 26. Disposição de varões inclinados testados por: a) Broms, 2000; b) Hallgren, 1996

3.3.3. “Studs”

A utilização de armadura tipo “studs” é de fácil execução, não interferindo na montagem da armadura de flexão nem na armadura dos pilares, e aumenta a resistência e a ductilidade da ligação laje-pilar. É uma solução particularmente indicada para lajes de baixa espessura em que a amarração dos estribos é complexa. De acordo com Melges, 2001, Filho afirma que os elementos possibilitam ancoragem satisfatória nas duas extremidades, permitindo que antes da rotura, toda a capacidade resistente seja atingida.

As extremidades dos “studs” devem ser alargadas e para que a colocação seja bem executada, a chapa superior do “stud” deve estar acima da armadura de flexão superior. A chapa inferior, cuja função é a de posicionar correctamente os “studs”, é suportada por elementos plásticos pregados à cofragem, de modo a garantir o recobrimento. As dimensões do elemento “stud” dependem do diâmetro do mesmo (Melges, 2001).

Podem ver utilizadas diversas disposições, como radiais, em cruz, dupla cruz,.... Os studs podem também ser colocados de modo a que a chapa metálica inferior fique paralela às faces do pilar, simultaneamente com outros em disposição radial.

Trautwein, 2001, refere o estudo elaborado por Ghali, em 1987, em que foi testada a resistência deste tipo de armadura, em quinze lajes quadradas de 1900 mm de lado, fazendo variar a quantidade e distribuição dos “studs”. O autor obteve valores de acréscimos de resistência ao punçoamento entre 43 e 60%, dependendo da quantidade de elementos “stud”, obtendo também maior ductilidade nas lajes reforçadas.

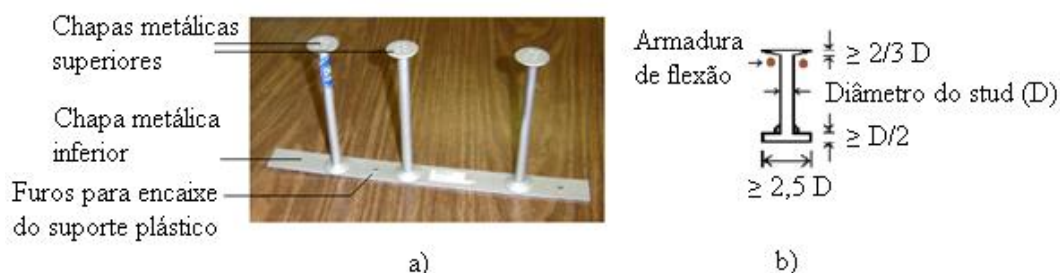


Figura 27. Elementos "stud" soldados a uma chapa de aço (Bu, 2008); b) Dimensões dos "studs" (Melges, 2001)

Regan e Samadian, 2001, estudaram ensaios em dez lajes quadradas de 3000 mm de lado e 200 mm espessura, reforçadas com “studs”, variando a forma de amarração dos elementos na armadura de flexão e a disposição dos mesmos. Concluiu que as armaduras de punçoamento testadas podem aumentar a resistência até 75%.

Em 2006, Trautwein realizou testes em 11 lajes quadradas também com 3000 mm de lado e 200 mm de espessura, carregando uma área quadrada de 200 mm de lado. Variou o espaçamento, diâmetros e quantidades de “studs”, em diferentes disposições radiais, e sem envolver a armadura de flexão. Alcançou cargas de rotura entre 990 a 1222 kN, e aumentos de resistência ao punçoamento entre 48 a 108%. Os “studs” utilizados tinham 115 mm de altura, e diâmetros entre 5 e 16 mm.

3.3.4. “Riss Star”

Este tipo de armadura é composta por elementos metálicos em formato “V”, dispostos em forma de estrela, entre as armaduras de flexão inferior e superior.

Regan, em 1993 ensaiou duas lajes quadradas com 3000 mm de lado e 200 mm de espessura, reforçadas com armadura “Riss star”. Na primeira, a armadura continha 16 elementos verticais de 6,0 mm de diâmetro espaçados a 50 mm, e na segunda, era composta por 17 elementos de 8,0 mm de diâmetro espaçados também em 50 mm.

Alcançou acréscimos de resistência na ordem de 65%. O autor detectou fissuras horizontais entre a armadura de flexão e a de punçoamento, e fissuras diagonais.

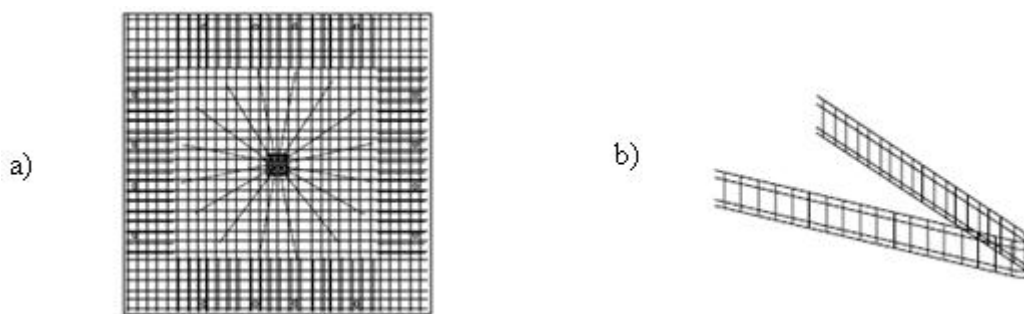


Figura 28. Armadura "Riss Star": a) Disposição em planta; b) Pormenor (Regan, 1993)

3.3.5. Fibras de aço

De acordo com Holanda e Hanai, 2005, a adição de fibras de aço no betão proporciona uma melhoria no desempenho, seja pelo aumento da capacidade resistente, seja pela alteração da forma de ruína. As fibras permitem também melhorar o controlo da fissuração e aumentar a ductilidade. As dimensões são geralmente 50 mm de comprimento e 0,5 mm de espessura.

O tempo de preparação do betão com fibras é menor do que o tempo de montagem de armaduras de esforço transversal, o que pode significar uma vantagem. Como desvantagens, neste método existe a dificuldade de uniformizar a distribuição de fibras, o que resulta em enrolamento das fibras, e a diminuição da trabalhabilidade do betão (Melges, 2001).

Melges, 2001, refere que o aumento da resistência ao punçoamento em ligações laje-pilar com fibras de aço adicionadas ao betão pode alcançar 40%. Nos ensaios que foram realizados para testar este método, foram estudadas as acções de pilares interiores.

3.3.6. Shearband System

O "Shearband System" começou a ser desenvolvido por Pilakoutas e Li em 1997. É um sistema composto por fitas de aço dobrável com pequena espessura, de alta ductilidade e perfuradas, que podem ser dispostas verticalmente ou na diagonal. São ancoradas na armadura de flexão, sem diminuir o recobrimento da laje.

Os autores indicam que este método é fácil de instalar, podendo ser utilizado em lajes de baixa espessura e em conjunto com outros sistemas. Actualmente, este sistema já é patenteado em alguns países da Europa, E.U.A. e Japão.

Para testar este tipo de reforço ao punçoamento, foram ensaiadas pelos autores oito lajes quadradas com 2000 mm de lado e 175 mm de espessura, variando a disposição das fitas (vertical ou inclinada), os espaçamentos entre elementos verticais ou diagonais, e as dobras nas extremidades. Analisando os resultados, concluiu-se que as fitas quando inclinadas, oferecem maior resistência ao punçoamento, aumentando em média 25%.

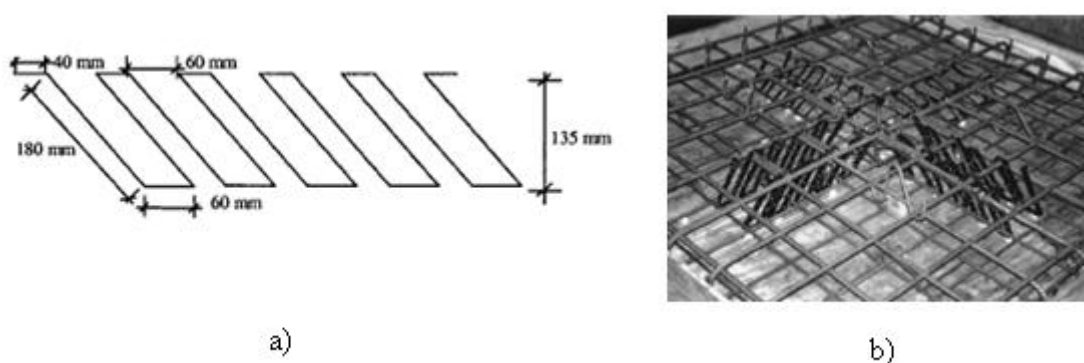


Figura 29. Sistema "Shearband": a) Exemplo de disposição inclinada; b) Antes da betonagem (Pilakoutas, Li, 2003)

3.3.7. Segmentos de perfis metálicos de secção I

Este sistema de reforço ao punçoamento é similar aos “studs”. É composto por perfis metálicos de secção I, cortados com uma determinada espessura “s”, de acordo com a área pretendida de armadura transversal.

Regan e Gomes em 1991, testaram este método em doze lajes quadradas com 3000 de lado e 200 mm de espessura, aplicando uma carga através de uma placa de secção quadrada com 200 mm de lado. Nas lajes reforçadas, foi variada a distribuição (radial ou em dupla cruz), quantidade e área dos elementos de perfis “I”, e as distâncias entre os mesmos. Os autores obtiveram cargas de rotura entre 560 e 1227 kN, dependendo das disposições que variaram, e concluíram que a resistência ao punçoamento pode aumentar até cerca de 100%.

Os autores referem que a disposição dos elementos em forma radial apresenta um melhor desempenho do que a disposição em dupla cruz, e que a distância entre eles não deve ser superior a $0,5d$, sendo d a altura útil da laje.

3.3.8. “UFO”

A armadura de esforço transverso denominada de “UFO” tem a forma de uma casca tronco-cónica perfurada, cuja colocação efectua-se entre a armadura inferior e a superior. Pode ter diferentes diâmetros, consoante a dimensão da secção do pilar, e diferentes espessuras.

Segundo Trautwein, 2006, Alander, em 2000, ensaiou dezoito lajes quadradas com este tipo de reforço, com diferentes larguras, 1800, 2500 e 2300 mm e com diferentes diâmetros de armaduras “UFO”, 550, 900 e 550 mm respectivamente. Em média, o acréscimo de resistência ao punçoamento alcançado foi de 30%.

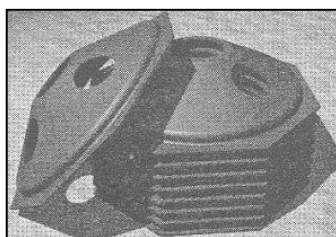


Figura 30. Armadura "UFO" (Trautwein, 2006)

3.3.9. “Shearheads”

Os “shearheads” são perfis metálicos colocados no interior da laje posicionados na zona de ligação da laje com o pilar, que têm como principal efeito o aumento do perímetro do punçoamento (Cachim, 2004).

Podem ser de secção “I”, atravessando a zona de ligação laje-pilar e colocados em cruz, ou de secção “U”, colocados em posição adjacente ao pilar sem interceptar o seu topo. Os perfis “I” destinam-se a estruturas inteiramente de betão armado, enquanto os perfis “U” são mais indicados para estruturas mistas, em que os pilares são metálicos, uma vez que a armadura superior e o betão podem ser colocados sem descontinuidade sobre os perfis. Os elementos “shearheads” são colocados fazendo ângulos rectos entre si, e o

acabamento nas extremidades deve fazer um ângulo maior de 30° com a horizontal (ACI Manual of Concrete Practice – Part 3, 1998).

Em estruturas com pilares de betão, devido à heterogeneidade dos dois materiais, a utilização deste método exige uma verificação cuidada (Cachim, 2004).

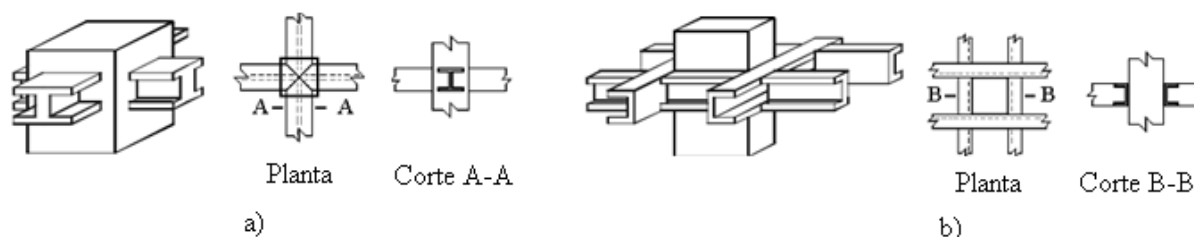


Figura 31. Perfis metálicos: a) Secção "I"; b) Secção "U" (Melges, 2001)

De acordo com Melges, 2001, Park e Islam (1976) indicam que este tipo de reforço aumenta a resistência e a ductilidade na ligação laje-pilar. Em pilares interiores sujeitos a carregamentos simétricos, a resistência ao punçoamento pode aumentar até cerca de 75%. Os “shearheads” tornam também a ligação laje-pilar muito mais resistente à flexão, apesar de existir a possibilidade de ocorrer um tipo de rotura frágil, por alteração do tipo de rotura. Segundo Pilakoutas e Li, 1997, esta solução revela-se bastante eficiente junto a aberturas nas lajes.

Em lajes sujeitas a carregamentos excêntricos, a resistência pode alcançar acréscimos até 70%. No entanto, em Melges, 2001, é referido que para pilares de bordo e de canto, o uso deste método pode não ser conveniente, pois a falta de simetria na disposição dos perfis não apresenta um bom desempenho.

Segundo o ACI Manual of Concrete Practice – Part 3, 1998, o dimensionamento dos “shearheads” deve considerar três critérios. Em primeiro lugar deve ser aplicado um valor mínimo de momento flector para assegurar que o esforço transversal previsto é atingido antes do momento flector resistente do “shearhead” ser ultrapassado, e em segundo, o esforço transversal a aplicar na laje no final do “shearhead” deve ser limitado. Após estas duas exigências, o projectista pode reduzir a armadura de flexão superior de um modo proporcional à contribuição do momento flector resistente do “shearhead”. Para além disso, o ângulo que as extremidades dos elementos metálicos fazem com a horizontal não deve ser inferior a 30°.

O dimensionamento dos “shearheads” é estabelecido pelo Regulamento Americano ACI318R-02, em que se pretende determinar o comprimento dos braços dos perfis metálicos, l_v , e quais os perfis a utilizar.

O momento plástico a que cada braço de “shearhead” resiste é dado por:

$$M_p = \frac{V_u}{2\eta\phi} \left[h_v + \alpha_v \left(l_v - \frac{c_1}{2} \right) \right] \quad (4)$$

em que V_u corresponde à carga concentrada total aplicada, η é o número de braços, ϕ o factor de redução da flexão, cujo valor é 0,9, h_v a altura da secção transversal do perfil metálico, l_v o comprimento de um braço de “shearhead” a partir do centro do pilar, e c_1 o comprimento do lado da secção transversal do pilar. α_v refere-se à razão entre a rigidez do perfil e a do betão envolvente.

O valor de V_u é conhecido, consoante as acções a que a laje está sujeita, não devendo exceder $\phi(\sqrt{f'_c}/3)b_0d$ N (5), em que f'_c corresponde à tensão característica de rotura do betão à compressão, e b_0 o perímetro de controlo. Através desta condição, determina-se o perímetro de controlo e de seguida o comprimento do respectivo raio. Por sua vez, o raio corresponde a $\frac{c_1}{2} + \frac{3}{4}(l_v - \frac{c_1}{2})$ (6), tornando possível a obtenção de l_v .

Determinado o valor do momento plástico, dividindo pela tensão característica de cedência à tracção do aço, obtém-se o módulo de flexão mínimo que a secção transversal do perfil deve ter.

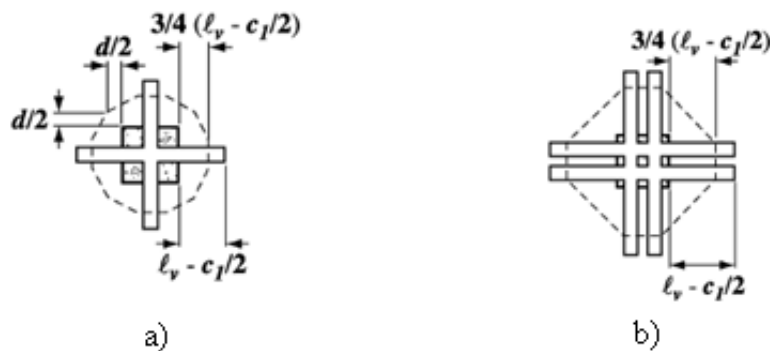


Figura 32. Disposição de "shearheads": a) Em cruz; b) Em dupla cruz (ACI, 2002)

3.3.10. Pré-esforço

Apesar de não ser considerado uma solução de resistência ao punçoamento, o pré-esforço em lajes fungiformes tem efeitos positivos relativamente à ocorrência do fenómeno.

O pré-esforço aumenta a resistência do betão ao esforço transversal, e devido à curvatura dos cabos, os esforços de punçoamento são reduzidos, sendo transmitidos para o pilar (Cachim, 2004).

A implementação do pré-esforço em lajes fungiformes permite que os vãos sejam maiores, comparando com lajes normais, possibilitando também que a espessura da laje seja diminuída, reduzindo o valor do peso próprio. O efeito do pré-esforço também diminui os deslocamentos, evitando as fissuras e os problemas usuais devidos a esses deslocamentos (Melges, 1995).

Quando os cabos de pré-esforço são colocados sobre o topo do pilar, as lajes ganham um incremento substancial de resistência pós-rotura, comparativamente às situações em que os cabos de são colocados a uma determinada distância da face do pilar. É recomendável a colocação dos cabos de pré-esforço a passar dentro da armadura longitudinal dos pilares, o que aumenta também a resistência ao punçoamento (Ramos e Lúcio, 2007).

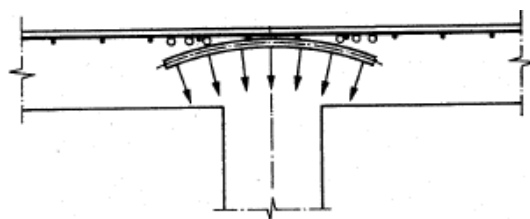


Figura 33. Efeito do Pré-esforço (Cachim, 2004)

3.4. Ensaaios laboratoriais

3.4.1. Modelos de ensaio

Nos ensaios laboratoriais de resistência ao punçoamento realizados por diversos autores, geralmente a forma das lajes testadas era quadrada. Em alguns estudos, as lajes eram circulares, mas a cofragem dos modelos e as condições de apoio tornam-se mais

complexas. Em todos os ensaios onde se pretende determinar um acréscimo de resistência devido a qualquer solução de resistência ao punçoamento, é também testada uma laje similar sem reforço, para possibilitar a comparação com o desempenho das lajes reforçadas.

As dimensões das lajes quadradas utilizadas não podem ser muito pequenas, devido ao efeito de escala. Zhang, 2002, refere que a adopção de grandes dimensões ajuda a eliminar o problema deste efeito, e de acordo com Li, 2000, a influência do efeito de escala depende da altura útil da laje. Em igualdade de condições, as lajes de menor altura útil apresentam maior resistência que lajes com maior espessura. Isto sucede devido a uma maior heterogeneidade do betão nas lajes mais espessas, e também porque nas lajes com maior espessura e com a mesma armadura de flexão, a armadura de esforço transversal perde a capacidade de controlo das fissuras (Melges, 2001).

Geralmente, as lajes ensaiadas têm entre dois a três metros de largura, e 15 a 20 centímetros de espessura. Quando as lajes a ensaiar são pré-esforçadas, consoante as dimensões da armadura de reforço ao punçoamento, a espessura da laje pode diminuir até 10 centímetros (Ramos e Lúcio, 2007).

A área de aplicação da carga é geralmente quadrada, sempre no centro da laje, e na maioria dos testes tem 20, 25 ou 30 centímetros de lado (Melges, 2001; Marti et al, 2001; Trautwein, 2006). Nos diversos ensaios, os autores variaram dimensões, quantidades e disposições de diversos tipos de armadura de reforço ao punçoamento, e determinaram acréscimos de resistência.

3.4.2. Procedimento na realização de ensaios

Na preparação do ensaio de uma laje, esta é apoiada nos bordos em pequenos pilares de suporte, em elementos metálicos ou em elementos de betão, atirantada a estes. É marcada a área de aplicação da carga e os pontos de leitura dos deslocamentos verticais.

No centro da parte inferior da laje a testar, é colocada uma chapa metálica plana. Através de um servoactuator hidráulico com capacidade definida, é transmitida na chapa metálica o carregamento direccionado para cima, simulando o efeito do pilar.

A instrumentação adequada é associada ao sistema de aquisição de dados. A instrumentação inclui fundamentalmente extensómetros com diferentes bases de medida e

transdutores indutivos de deslocamento (LVDT's) com uma certa amplitude, para determinação de deslocamentos verticais (Moreno, 2008). Com estes equipamentos torna-se possível obter gráficos representativos dos deslocamentos em função da carga aplicada.

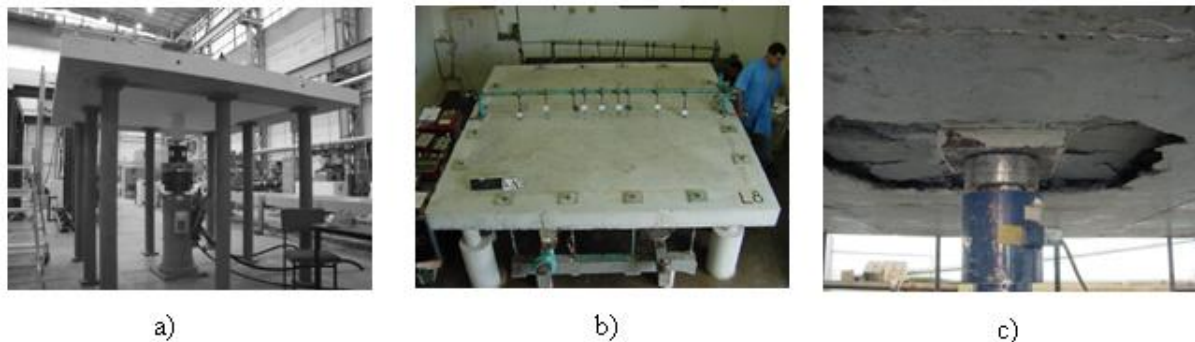


Figura 34. Ensaios em lajes: a) Laje apoiada em pilares (Kützing, 2000); b) Laje apoiada em elementos de betão e atirantada; c) Aplicação da carga através de um macaco hidráulica (Trautwein, 2001)

No início do ensaio são aplicados pré-carregamentos não muito elevados, na ordem de 50 kN, para verificar o correcto funcionamento da instrumentação.

Durante o ensaio, a carga é aplicada em incrementos constantes, que podem ter valores entre 10 e 50 kN, até que a rotura seja atingida. Em cada incremento são registados os valores dos extensómetros e dos transdutores, e são marcadas as fissuras que surgem.

Os valores das cargas de rotura dependem das características das lajes e das características da armadura de reforço, tal como os acréscimos de resistência obtidos. Dentro das dimensões usuais das lajes, as cargas de rotura podem variar numa gama de valores entre cerca de 400 a 2000 kN. Os melhores acréscimos de resistência obtidos alcançaram aumentos entre 75 e 100% (Melges, 2001; Marti e tal, 2001; Trautwein, 2006).

4. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

4.1. Introdução

O conjunto de ensaios realizados no âmbito deste estudo envolveu ensaios ao corte em vigas de betão armado, reforçadas com chapas metálicas. Foram testadas cinco vigas, denominadas por V1, V2, V3, V4 e V5. O objectivo nos ensaios foi determinar as cargas de rotura das vigas por esforço transversal.

As características geométricas das vigas foram equivalentes, todas com 1500 milímetros de comprimento e vão de 1400 milímetros. As secções transversais eram rectangulares, com 200 milímetros de altura e 70 milímetros de largura.

A viga V1 não continha chapa, servindo de referência para o comportamento das restantes vigas. Nestas, as chapas, com diferentes espessuras e comprimentos, foram colocadas próximas a uma das extremidades da respectiva viga.

As vigas V2 e V3 continham chapa com espessura de 1 milímetro, e as vigas V4 e V5 chapa com espessura de 2 milímetros. Nas vigas V2 e V4, os comprimentos das chapas foram de 600 milímetros e nas vigas V3 e V5 foram de 800 milímetros.

A tabela 4 resume simplificadaamente as dimensões das chapas utilizadas.

Tabela 4. Dimensões das chapas colocadas nas vigas

Viga	Espessura (mm)	Comprimento (mm)
V1	-	-
V2	1	600
V3	1	800
V4	2	600
V5	2	800

As vigas foram ensaiadas simplesmente apoiadas. Cada viga foi sujeita a uma carga concentrada, a uma distância de 40 centímetros do apoio da extremidade da viga que continha a chapa. Com esta distância pretendia-se que a carga não fosse transferida directamente para o apoio.

Em cada viga reforçada, a extremidade da chapa mais distante do apoio tem um acabamento inclinado, efectuando 45° com a horizontal. Este acabamento evita uma

heterogeneidade brusca relativa à transmissão de esforços na extremidade da chapa, sendo uma zona crítica onde pode ocorrer perda de aderência entre a chapa e o betão. Este critério é adoptado tendo em consideração que no método dos perfis metálicos de secção “T”, ou “shearheads”, o acabamento na extremidade destes deve efectuar com a horizontal um ângulo mínimo de 30° (ACI Manual of Concrete Practice – Part 3, 1998).

As armaduras longitudinais e transversais foram iguais para as cinco vigas.

4.2. Materiais

4.2.1. Cimento

O cimento empregue no fabrico do betão constituinte das vigas foi Cimento Portland de Calcário CEM II/B-L 32.5 N, fornecido pela Cimpor Indústria de Cimentos S.A. Os sacos de cimento utilizados pertenciam à mesma remessa, garantindo a inexistência de variações nas suas propriedades.

Nas tabelas 5 e 6 são descritas as quantidades dos constituintes e as características do cimento.

Tabela 5. Constituintes do cimento utilizado

Constituintes	Clínquer	65 – 79 %
	Calcário	21 – 35 %

Tabela 6. Características do cimento utilizado

Características	Químicas	Sulfatos (SO ₃) ≤ 3,5%	
		Cloretos (Cl) ≤ 0,10%	
	Físicas	Início de presa ≥ 75 min.	
		Expansibilidade ≤ 10 mm	
	Mecânicas	Resistência à compressão Valores mínimos	
		7 Dias: 16,0 MPa	28 Dias: 32,5 MPa

A dosagem de cimento utilizada na preparação do betão para as vigas foi de 350 Kg/m³.

Geralmente, a dosagem de cimento usada no fabrico de betões é de 300 Kg/m^3 , o que possibilita aproximadamente a obtenção de betão com as características da classe C25/30. Neste estudo, em que se pretendia um betão mais resistente, foi estabelecida a dosagem de 350 Kg/m^3 . Esta dosagem foi estabelecida para tentar alcançar a classe de betão C30/37.

4.2.2. Aço

Em cada viga, a armadura longitudinal de tracção, a inferior, foi composta por cinco varões de diâmetro 8 mm, e a armadura longitudinal de compressão, superior, por três varões com o mesmo diâmetro. Com esta quantidade de armadura longitudinal, pretendia-se ao máximo evitar que nos ensaios as vigas atingissem a rotura por flexão.

Enquanto os varões correspondentes à armadura superior foram dispostos em linha, na armadura inferior, os varões como eram mais, foram dispostos em duas camadas. A camada inferior foi composta por três varões, e a camada superior pelos restantes dois.

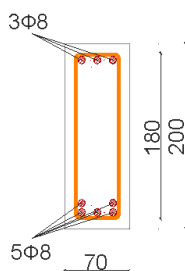


Figura 35. Armadura longitudinal

Em cada viga, a armadura transversal foi constituída por 13 estribos de 3,5 mm de diâmetro. De modo a obter um recobrimento de 1 centímetro, a altura dos estribos foi de 18 centímetros, e a largura 5 centímetros. Os primeiros três estribos, colocados na zona da chapa, ficaram espaçados em 20 centímetros, e os restantes em 10 centímetros.

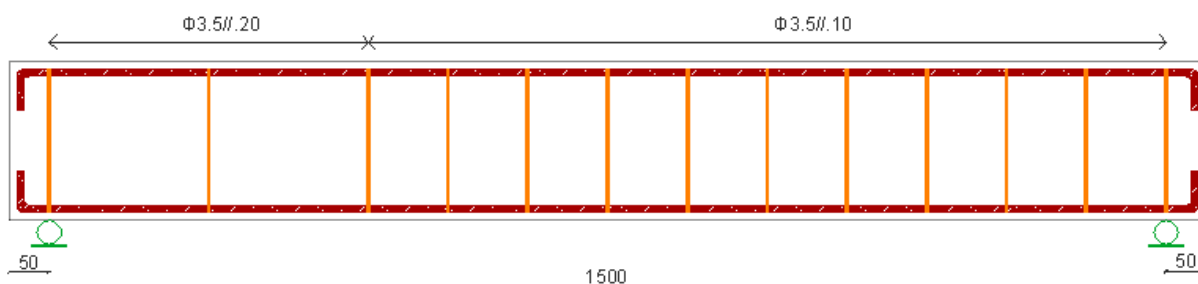


Figura 36. Armadura transversal

As figuras 35 e 36 apresentam as dimensões geométricas das vigas, em milímetros, e as armaduras utilizadas.

Foram realizados ensaios de tracção a três amostras do arame utilizado para os estribos, e a três amostras de varão utilizado para a armadura longitudinal. A figura 37 contém os gráficos representativos do comportamento das amostras. Estabelecem a extensão, em milímetros, em função da tensão, em MPa.

Pelos gráficos, e considerando os valores médios das curvas, pode-se verificar que as amostras de arame atingiram como valor máximo de tensão, cerca de 520 MPa, e os varões alcançaram aproximadamente 620 MPa. A partir destes valores, os provetes tiveram um comportamento plástico.

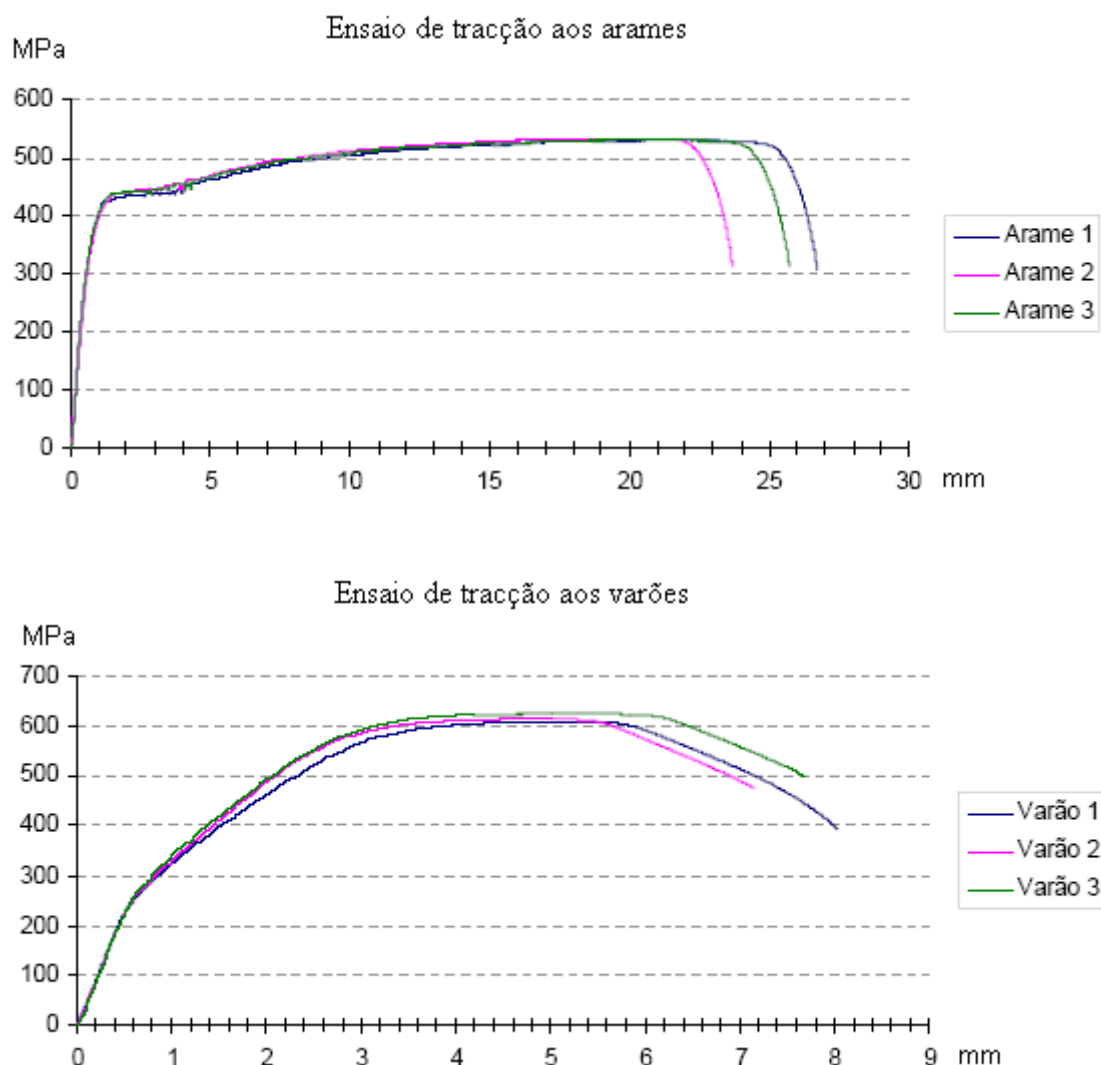


Figura 37. Ensaios de tracção às amostras de arame e de varão

4.2.3. Relação água/cimento

A relação água cimento utilizada foi de 0,40. Este valor reduzido tem influência na resistência do betão, aumentando o seu desempenho. A água utilizada foi da rede pública de abastecimento da cidade de Aveiro.

4.2.4. Agregados

A brita a utilizar na constituição do betão foi brita calcária, cuja dimensão máxima é de 9,51 mm. Este material foi oferecido pela Betão Lis S.A., empresa sediada em São Bernardo, concelho de Aveiro.

A massa volúmica da brita, saturada e com a superfície seca é de $2,66 \text{ Kg/dm}^3$. A dimensão máxima do inerte era de 9,51 mm.

A areia utilizada foi areia rolada, cuja origem é de uma exploração de areia numa área de pinhal em Salgueiro, concelho de Vagos.



Figura 38. Agregados: a) Brita Calcária b) Areia

A tabela 7 apresenta as análises granulométricas da areia e da brita:

Tabela 7. Análise granulométrica dos agregados utilizados

Peneiro n.º (ASTM)	% Retida acumulada	
	Areia	Brita
1 1/2"	0	0
3/4"	0	0
3/8 "	0	0
4	1,1	76,26
8	12,9	99,7
16	38,5	99,92
30	74,7	99,96
50	92,5	100
100	96,6	100
200	98,8	100

4.2.5. Determinação da composição do betão

A determinação da composição do betão foi realizada através do Método de Faury, e admitindo uma consistência plástica. A dosagem de cimento, como já foi referido, foi fixada em 350 Kg/m³, e a relação água cimento em 0,40.

As massas volúmicas consideradas dos componentes saturados e com a superfície seca foram:

Brita: 2,66 Kg/dm³; Areia: 2,61 Kg/dm³; Cimento: 3,16 Kg/dm³

Para traçar a curva de referência de Faury, determinou-se a ordenada D/2, com a equação:

$$P_{D/2} = A + 17 \sqrt[4]{D} + \frac{B}{R/D - 0,75} \quad (7)$$

Em que A e B são parâmetros de Faury, retirados do Quadro 5.9 de Coutinho, 1997, que dependem da natureza dos inertes.

Neste estudo foram utilizados uma areia rolada e um inerte grosso britado. Considerando que a trabalhabilidade do betão é mole, os valores dos parâmetros A e B são, respectivamente 30, e 2. Para o valor do quociente R/D, tomou-se o valor igual à unidade, o equivalente à situação mais desfavorável.

O valor da ordenada $D/2$ determinado foi de 64,7 %. O gráfico da figura 39 apresenta as curvas granulométricas da areia e da brita utilizadas, e a curva de Faury.

Com o valor de módulo de finura de 3,53, e com o recurso a alguns cálculos auxiliares, foram determinadas as quantidades dos constituintes do betão, em percentagens, e posteriormente foram convertidas para as unidades Kg/m^3 .

As quantidades de materiais utilizados na composição de um metro cúbico de betão foram as descritas na tabela 8.

A massa volúmica do betão, que se obtém somando estas quantidades, foi de $2437,3 \text{ Kg/m}^3$, o que equivale a um peso volúmico de aproximadamente $24,4 \text{ KN/m}^3$.

Tabela 8. Quantidade de materiais utilizadas por metro cúbico de betão

Cimento	350 Kg/m^3
Areia	$997,6 \text{ Kg/m}^3$
Brita	$949,6 \text{ Kg/m}^3$
Água	140 l/m^3

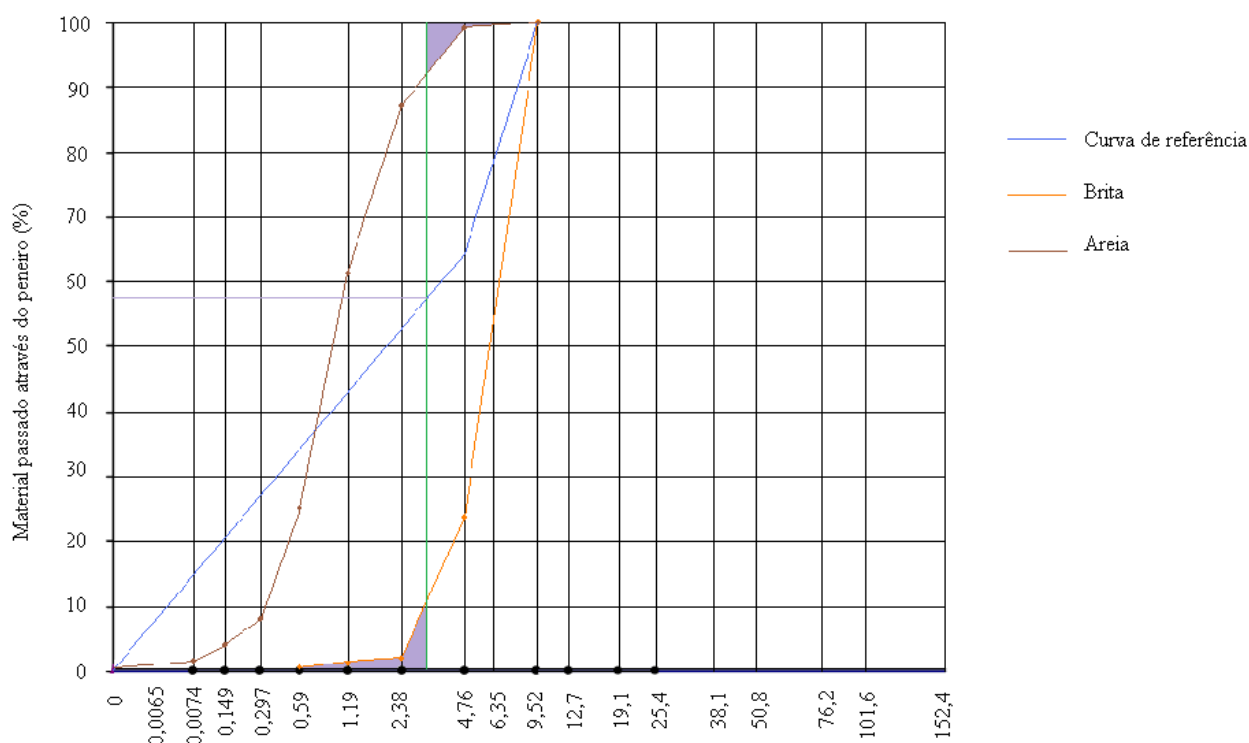


Figura 39. Curvas granulométricas dos agregados utilizados

4.2.6. Chapas metálicas

As chapas metálicas de 1 milímetro de espessura utilizadas, foram obtidas a partir de um modelo de chapa já existente há algum tempo, no laboratório do Departamento de Engenharia Civil da U.A.

As chapas metálicas com espessura de 2 milímetros foram obtidas através de um modelo de chapa adquirido em Fevereiro de 2009. Este material foi fornecido pela Calfer S.A., empresa sediada em Cacia, concelho de Aveiro. De acordo com o respectivo Certificado de cumprimento de qualidade, o aço constituinte é S235, e a resistência à tracção da chapa é de 378 N/mm^2 .

Foram determinados os valores do esforço transversal resistente das chapas metálicas, de acordo com o Eurocódigo 3. Para as chapas com espessura de 1 milímetro, a capacidade resistente ao corte é 16,80 kN, enquanto a das chapas com 2 milímetros é de 33,60 kN.

A figura 40 apresenta as chapas metálicas colocadas na armadura. As duas primeiras chapas são de 1 milímetro de espessura, e as duas seguintes de 2 milímetros.



Figura 40. Chapas metálicas colocadas nas armaduras

4.2.7. Cofragem

Na betonagem das vigas, foram utilizados cinco conjuntos de cofragem em madeira. As peças da cofragem estavam ligadas por parafusos.

A altura máxima de secção que a cofragem permitia era de 20 centímetros. As figuras 41 a) e b) ilustram um modelo de cofragem em madeira utilizado, e um modelo de cofragem em plástico, adequado para provetes cúbicos com aresta de 10 centímetros.

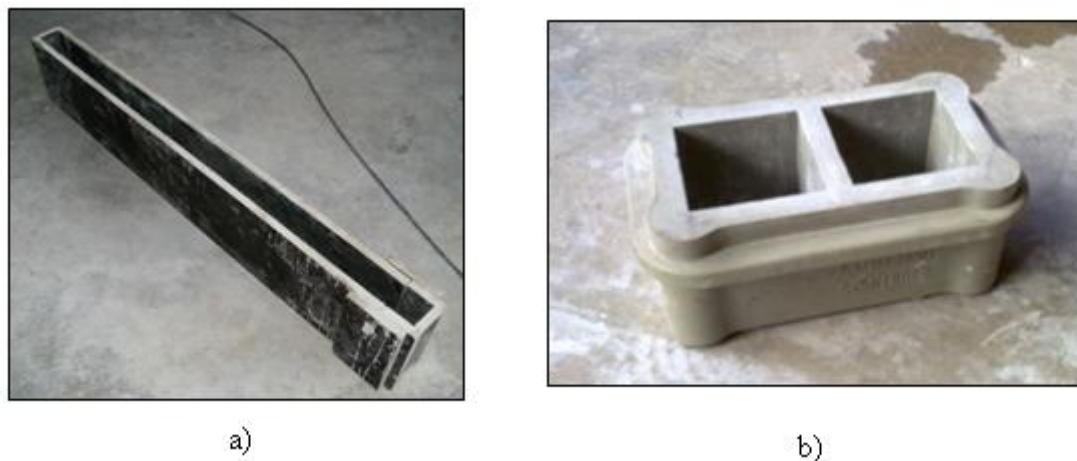


Figura 41. Cofragens: a) Em madeira para as vigas; b) Em plástico para provetes cúbicos

4.2.8. Amassaduras, colocação e consistência

O fabrico do betão foi realizado com recurso a uma betoneira eléctrica, de eixo inclinado, com capacidade de 120 litros.

Foram necessárias três betonagens no total. A primeira betonagem para as vigas V1 e V2, a segunda betonagem para as vigas V3 e V4, e a terceira betonagem para a viga V5. Por cada betonagem foram realizados alguns provetes cúbicos. A tabela 9 estabelece a correspondência entre as betonagens, as vigas e os provetes.

Tabela 9. Provetes realizados

Betonagem	Vigas	N.º de provetes	Identificação dos provetes	
1ª	V1	4	1-1	1-3
	V2		1-2	1-4
2ª	V3	4	2-1	2-3
	V4		2-2	2-4
3ª	V5	7	3-1	3-5
			3-2	3-6
			3-3	3-7
			3-4	

A colocação dos materiais no tambor da betoneira foi efectuada começando pelo agregado mais grosso até ao mais fino. Em primeiro lugar colocou-se a brita, de seguida a areia, e posteriormente foram colocados o cimento e a água. Uma pequena percentagem da quantidade de água foi adicionada primeiro, de modo a juntar os constituintes para homogeneizar a mistura. A restante foi adicionada depois de cerca de um minuto, e deixou-se os materiais misturarem durante cerca de 4 minutos.

Como auxílio para a colocação do betão na betonagem das vigas, recorreu-se a equipamentos de adensamento. Utilizou-se um vibrador e uma agulha de vibração, pois pretendia-se evitar ao máximo a presença de vazios no betão, diminuindo a porosidade e aumentando a resistência das vigas. A vibração do betão foi realizada tanto nas vigas como nos provetes cúbicos.

No uso deste tipo de equipamento, existe o problema de, se o tempo de vibração for excessivo, pode ocorrer segregação dos materiais, separando os constituintes do betão. Os materiais mais densos têm tendência a acumularem-se no fundo do molde de cofragem, e a pasta na zona superior dos elementos.



Figura 42. Betonagem: a) Colocação do betão; b) Vibração

4.2.9. Condições de cura

Após a betonagem, as vigas e os cubos permaneceram ao ar livre no laboratório, à temperatura ambiente, durante 24 horas. Seguidamente procedeu-se à descofragem das vigas e dos cubos. Estando os elementos descofrados, todos foram colocados no interior de uma câmara, à temperatura constante de 23°C e sujeitos a uma humidade relativa de 95%.

As vigas permaneceram 33 dias na câmara. Passado esse tempo, estas foram retiradas, e após algumas horas, aplicou-se tinta plástica de cor branca, em todas as faces das vigas. Com isto, pretendia-se que durante o decorrer dos ensaios, o aparecimento das fissuras fossem detectadas com a melhor visibilidade possível.

4.2.10. Resistência à compressão

Foram realizados ensaios de resistência à compressão aos provetes cúbicos. A tabela 10 apresenta os valores de resistência à compressão obtidos para todos os provetes.

Tabela 10. Resistência à compressão dos provetes

Provete	σ_{cm} (MPa)	Provete	σ_{cm} (MPa)	Provete	σ_{cm} (MPa)	Provete	σ_{cm} (MPa)
1-1	25,7	2-1	25,9	3-1	38,5	3-5	39,4
1-2	27,9	2-2	26,5	3-2	39,4	3-6	41,5
1-3	28,9	2-3	25,5	3-3	38,6	3-7	35,5
1-4	29,0	2-4	26,9	3-4	33,7		

Verifica-se que os betões da primeira e segunda betonagem, cubos 1-1 a 2-4, revelam valores de resistência à compressão entre 25 e 29 MPa. O betão resultante da terceira betonagem, cubos 3-1 a 3-7, demonstrou maior resistência, entre 33,7 e 41,5 kN.

4.3. Descrição dos ensaios

Os ensaios foram realizados num pórtico metálico, onde foi fixado o actuador hidráulico. Este dispositivo aplicou a força directamente nas vigas (Figura 43).

Em cada ensaio, o carregamento que se impôs consistiu numa força concentrada, distando 40 centímetros do apoio do lado da viga que continha a chapa. As deformações e os deslocamentos de cada viga, originados pelos seus pesos próprios, foram descontados durante a leitura dos instrumentos de medição utilizados.

De modo a evitar que surgissem reacções horizontais no decorrer dos ensaios, foram utilizados apoios simples. Desta forma, estávamos na presença de um esquema

estático de uma viga simplesmente apoiada. A figura 44 apresenta o aparelho de apoio adoptado.

O actuador transmitiu carga para as vigas, até estas atingirem a rotura por esforço transversal. A capacidade máxima do actuador utilizado foi de 100 kN, e a velocidade de aplicação da carga 0,01 m/s.

Durante os ensaios, a formação e evolução da fendilhação foi continuamente observada e registada. Nos cinco ensaios foi possível visualizar nas vigas o aparecimento das primeiras fissuras devido à flexão, e posteriormente fissuras de esforço transversal.

Depois dos ensaios, as vigas foram parcialmente desmanchadas, do lado que continha a chapa, para uma verificação detalhada da deformação das chapas, do estado das armaduras,....

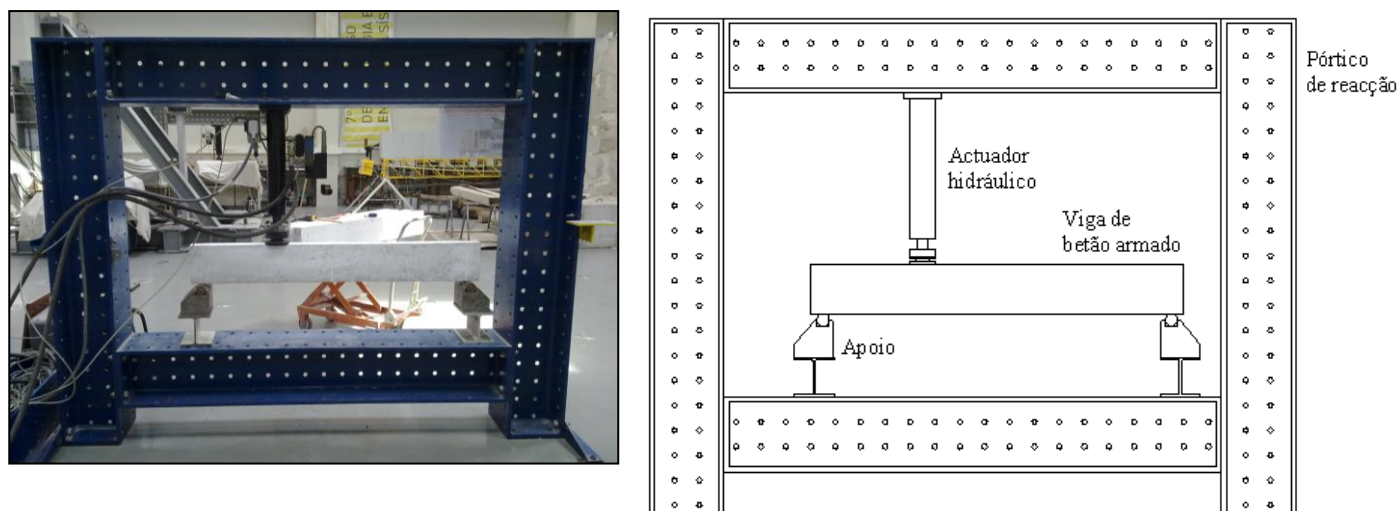


Figura 43. Esquema de ensaio



Figura 44. Aparelho de apoio

4.4. Instrumentação

Os equipamentos e instrumentos de medição utilizados nos ensaios das vigas consistiam em aparelhos LVDT's (linear variation displacement transducer).

As vigas foram instrumentadas em quatro pontos diferentes ao longo do seu comprimento, de modo a acompanhar as deformações e os deslocamentos. Esses quatro pontos correspondem a meia distância entre o ponto de aplicação da carga e do apoio da extremidade da viga que contém a chapa (A), ao ponto de aplicação da carga (B), ao meio vão (C), e a meia distância entre o meio vão da viga e o apoio da extremidade da viga que não contém chapa (D).

As figuras 45 e 46 representam as posições dos instrumentos, e contêm as respectivas identificações.

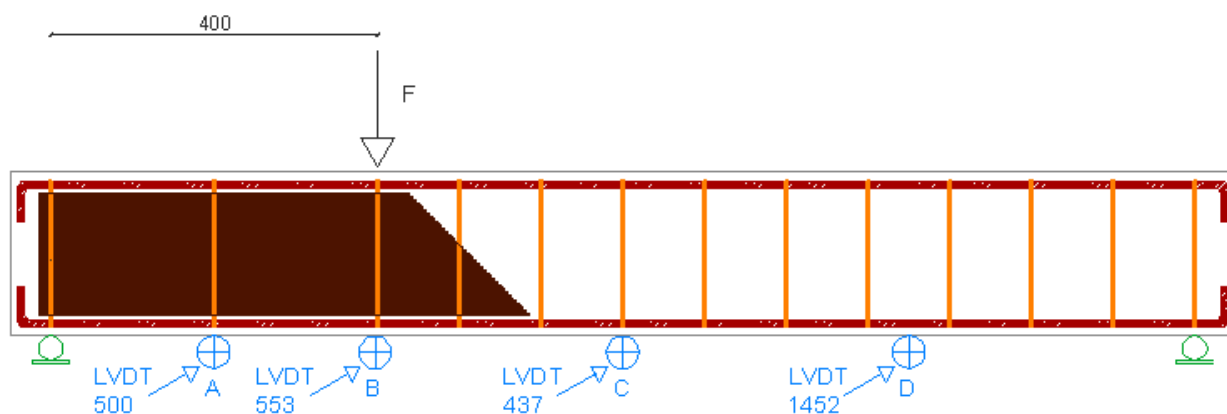


Figura 45. Nomenclatura dos instrumentos LVDT's



Figura 46. Posições dos instrumentos LVDT's

Os LVDT's foram apoiados em pequenas chapas de metal, que por sua vez foram coladas na face inferior de cada viga. Os aparelhos LVDT's ficaram fixos numas peças de aço, encaixadas numa barra auxiliar, colocada paralelamente à viga.

No decorrer dos ensaios, com a deformação das vigas face ao aumento de carga, os deslocamentos que ocorriam afectavam os instrumentos LVDT's. Estes sofrem ligeiros deslocamentos verticais que vão sendo registados num sistema informático de aquisição de dados, com o auxílio do programa DynaTest.

Os valores dos deslocamentos foram registados continuamente em toda a duração do ensaio, em função da carga que o actuador transmitia à viga. No geral, os ensaios duraram para cada viga, entre 15 a 35 minutos.

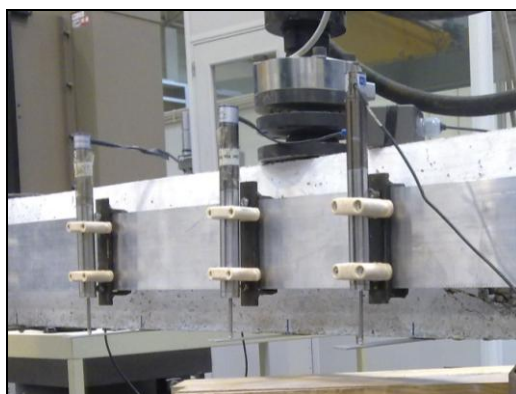


Figura 47. Fixação dos instrumentos LVDT's

4.5. Resultados dos ensaios e análise

Neste subcapítulo são apresentados os resultados dos ensaios realizados no âmbito do programa experimental deste estudo, desde as cargas de rotura, evolução dos deslocamentos, fissuração.... Refira-se que todas as vigas atingiram a rotura por esforço transverso, o que foi importante para a obtenção das cargas de rotura. Não era conveniente que as vigas rompessem por flexão.

Nos gráficos traçados, a nomenclatura dos aparelhos LVDT's utilizada é a indicada na figura 45.

4.5.1. Viga V1

As primeiras fissuras a surgirem na viga 1, foram originadas por esforço transverso. A carga que o actuador estava a transmitir à viga no momento do aparecimento destas fissuras era de aproximadamente 26 kN.

Possivelmente pelo facto de a viga não conter chapa, o betão armado demonstrou grande capacidade de resistência à flexão, pois o era esperado que as primeiras fissuras a surgirem na viga, nesta e em todas, fossem originadas por flexão, próximas do meio vão.

Com cerca de 44 kN, a viga demonstrava debilidades, com umas fissuras de corte bem visíveis, e com 50.15 kN rompeu, atingindo a carga máxima. No momento da rotura, o deslocamento máximo registado foi de aproximadamente 3 milímetros, no ponto B.

O gráfico de deslocamentos em função da força aplicada pelo actuador é representado na figura 49. Verifica-se que os maiores deslocamentos ocorreram na zona entre a aplicação da carga e o apoio mais próximo, pontos B e A, respectivamente. No ponto A, o deslocamento máximo excedeu ligeiramente os 6 milímetros, enquanto o ponto B sofreu deslocamento inferior a 6 milímetros.

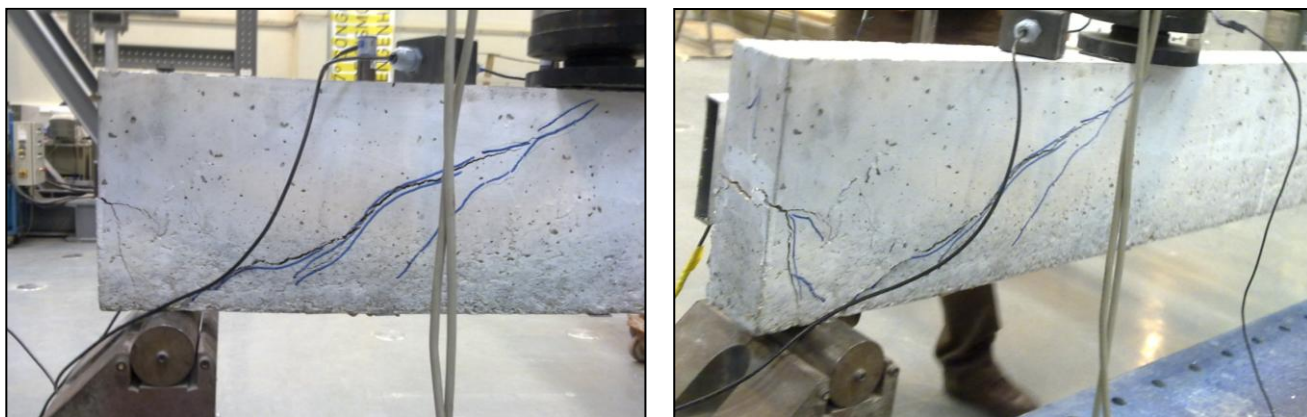


Figura 48. Fissuras de esforço transverso na viga V1

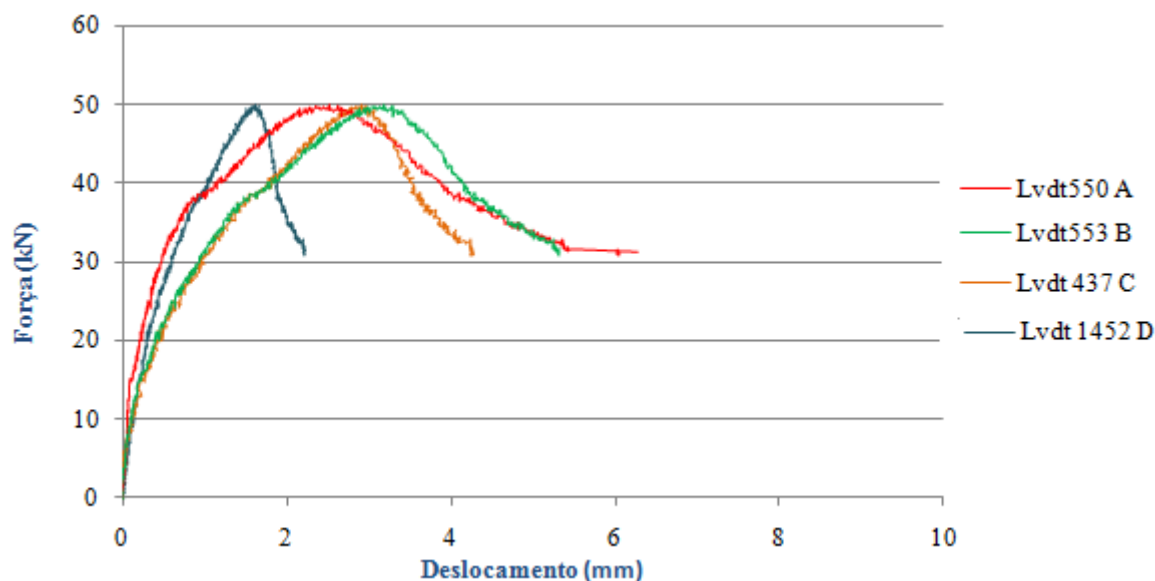


Figura 49. Gráfico de força x deslocamento da viga V1

A figura 50 apresenta a fissuração em ambas as faces laterais da viga V1, com as inclinações das fendas indicadas. Conhecendo a inclinação das fendas, é possível determinar um modelo de treliça de Mörsch representativo do comportamento da viga. O modelo da treliça de Mörsch será descrito no Capítulo 6, relativo à Modelação Numérica das vigas ensaiadas.

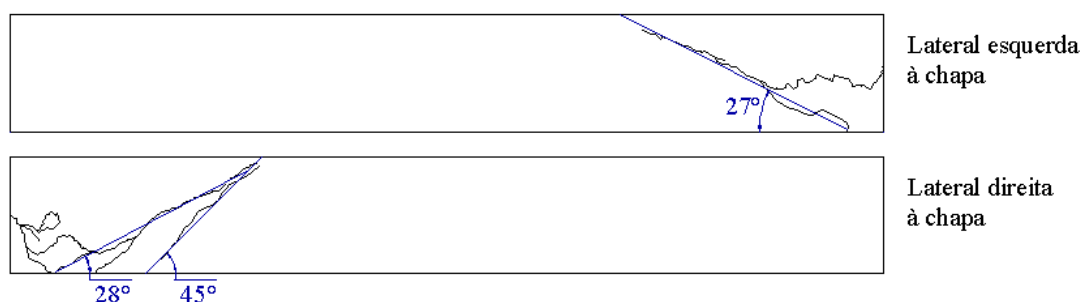


Figura 50. Fissuração na viga V1 e inclinações das fendas

Em ambas as faces laterais surgiram fissuras com inclinação próximas de 27° . Numa das faces surgiu também uma fissura fazendo aproximadamente 45° com a horizontal.

4.5.2. Viga V2

A viga V2 foi a primeira viga reforçada com chapa metálica a ser testada. O comprimento da chapa era de 60 centímetros, e tinha espessura de 1 milímetro.

Ao contrário do sucedido na viga V1, as primeiras fissuras a surgirem na viga V2 foram de fissuras originadas por flexão, na parte inferior, próximas do meio vão e da secção onde foi aplicada a carga. Com uma carga de aproximadamente 40 kN foi possível visualizar estas fissuras. Com cerca de 45 kN apareceram fissuras de esforço transversal, na região entre o ponto de aplicação da carga e o apoio mais próximo.

Quando a carga atinge valores próximos de 50 kN, no lado direito da chapa metálica, uma zona de betão, corresponde à diagonal de compressão, vai-se destacando, entre duas fissuras praticamente paralelas (Figura 51).

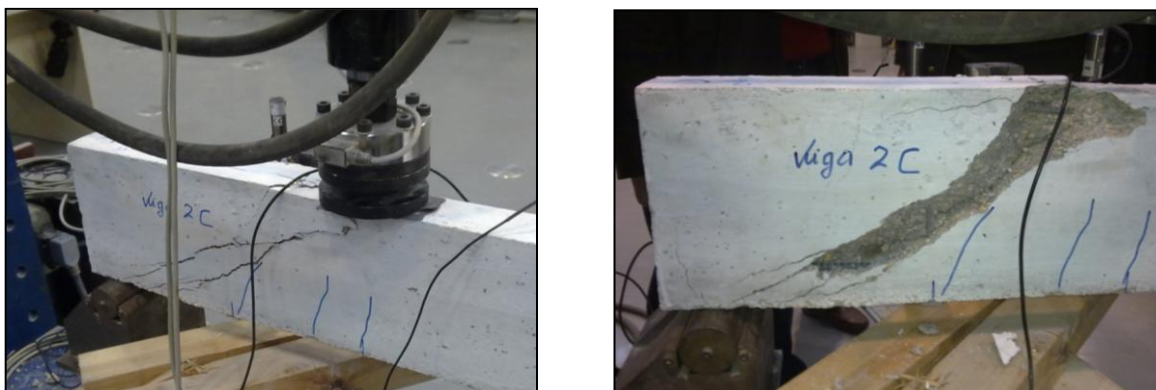


Figura 51. Fissuras de esforço transversal nas faces laterais da viga V2

Ao longo da face superior da viga, surgiram fissuras no ponto de aplicação da carga, que se direccionavam para a extremidade mais próxima. A baixa espessura do recobrimento, 1 centímetro, pode ter sido a razão pela qual estas fissuras sucederam.

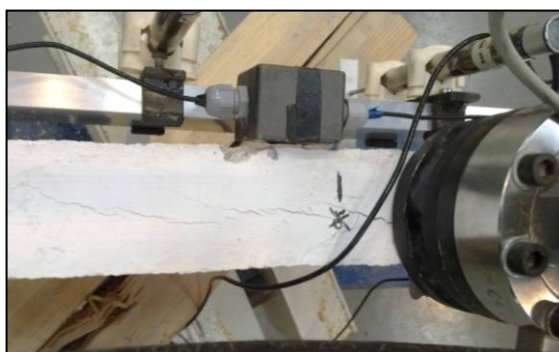


Figura 52. Fissuras de esforço transversal na face superior da viga V2

Na figura 53 é apresentado o gráfico de deslocamentos registados pelos LVDT's, em função da força aplicada.

A viga atingiu a rotura com um valor de carregamento de 57 kN. Nessa altura, o maior deslocamento registado foi próximo de 4 milímetros, na secção transversal onde o actuador transmitiu a carga, ponto B. Comparativamente à viga de referência, a viga V2 teve um acréscimo de resistência de 13,7 %.

Até ao final do ensaio, o deslocamento máximo foi de 11 milímetros, ocorrido a meia distância entre o ponto de aplicação da carga e do apoio da extremidade da viga que contém a chapa, ponto A.

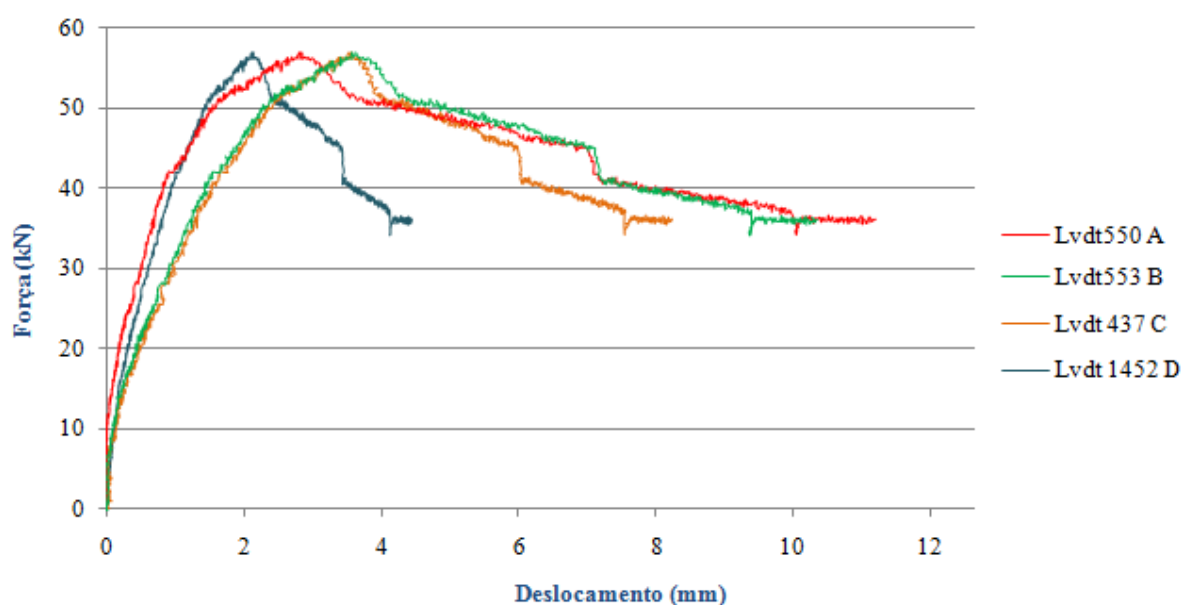


Figura 53. Gráfico de força x deslocamento da viga V2

Na figura 54 é apresentado o estado da fissuração no final do ensaio da viga V2.

Surgiram fissuras com cerca de 30 a 35 ° em ambas as faces. Verificou-se ainda que as fissuras de flexão foram mais acentuadas na face direita à chapa.

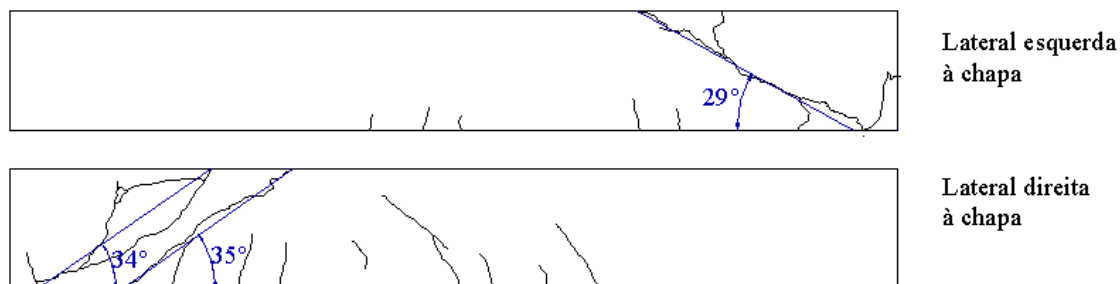


Figura 54. Fissuração na viga V2 e inclinações das fendas

4.5.3. Viga V3

O comprimento da chapa metálica que a viga V3 continha, era superior à chapa da viga anterior em 20 centímetros, e ambas tinham espessura de 1 milímetro. Como tal, esperava-se uma carga de rotura superior à viga V2. Contudo, a viga V3 demonstrou menor resistência ao esforço transversal.

De um modo semelhante à anterior, as primeiras fissuras a surgirem foram de flexão, e para uma carga de 40 kN, mas mais expressivamente em secções próximas à em que foi aplicada a carga, do que no meio vão. As fissuras de esforço transversal, entre o ponto de aplicação da carga e o apoio mais próximo, também ocorreram quando a carga tomou valores próximos de 45 kN. Em ambas as faces laterais, surgiram duas fissuras de corte praticamente paralelas, fazendo com a horizontal ângulos aproximadamente entre 36 e 40°. Na face superior também houve fendilhação próxima da zona de aplicação da carga.

Junto ao apoio do lado da viga que continha a chapa, o betão fendilhou mais nesta viga do que nas anteriores. A segregação de brita nessa região pode ter sido a causa para tal.

A viga atingiu a rotura com uma carga de 50,41 kN, praticamente menos 7 kN do que a viga V2. Relativamente à viga de referência, o aumento de resistência proporcionado foi de apenas 0,5 %.

De certa forma, a chapa dividiu ao longo do seu comprimento, o betão em duas “vigas” com metade da secção original, trabalhando separadamente. Outra razão pela qual a viga V3 rompeu com menor carga, é a possível existência de vazios entre o betão e a chapa metálica, que pode ter contribuído para a perda de aderência entre os dois materiais.

No momento em que se deu a rotura, o deslocamento vertical máximo que qualquer ponto da viga sofreu, foi na secção de aplicação da carga (B), de quase 4 milímetros. No final do ensaio, a deformação excedeu a unidade de centímetro.



Figura 55. Fissuras de esforço transverso nas faces laterais da viga V3

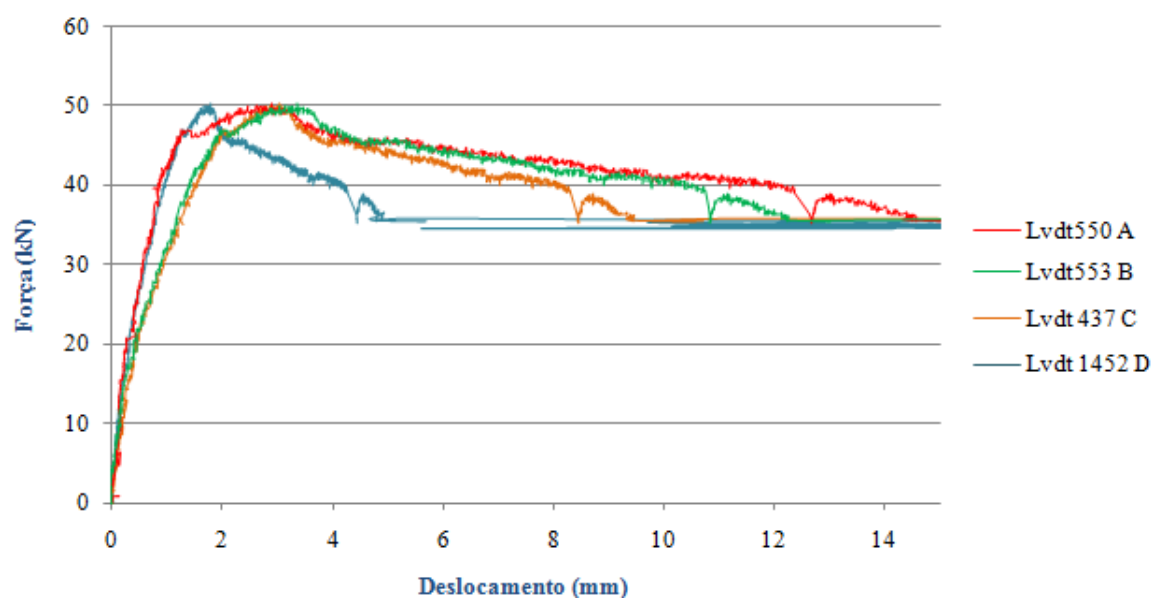


Figura 56. Gráfico de força x deslocamento da viga V3

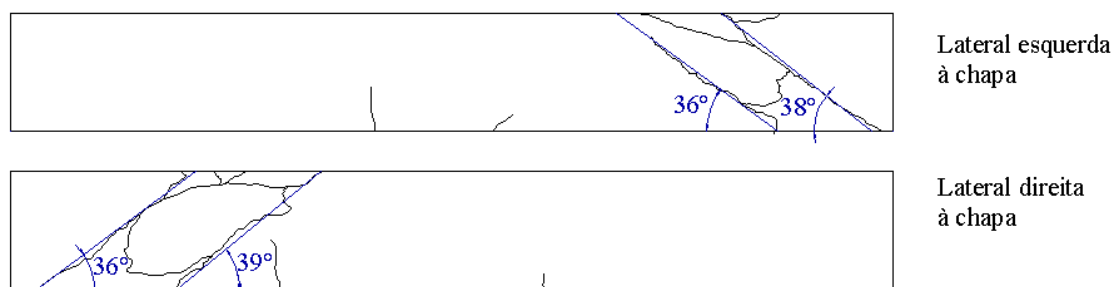


Figura 57. Fissuração na viga V3 e inclinações das fendas

4.5.4. Viga V4

A viga V4 foi a primeira das que continha chapa metálica com 2 milímetros de espessura, a ser testada. O comprimento da chapa colocada na viga V4 era de 60 centímetros.

As fissuras de flexão surgiram mais cedo e em maior quantidade, comparativamente às vigas anteriormente ensaiadas. A fendilhação iniciou-se com uma carga de aproximadamente 28 kN, na região entre a secção onde foi aplicada a carga, e a secção de meio vão.

O aparecimento de fissuras de esforço transversal deu-se para uma carga na ordem dos 35 kN. Na face lateral esquerda à chapa propagaram-se duas expressivas fissuras de corte, enquanto na face lateral oposta, eram bem visíveis três fissuras idênticas. Todas estas fissuras exerceram com a horizontal ângulos entre 40 e 45°.

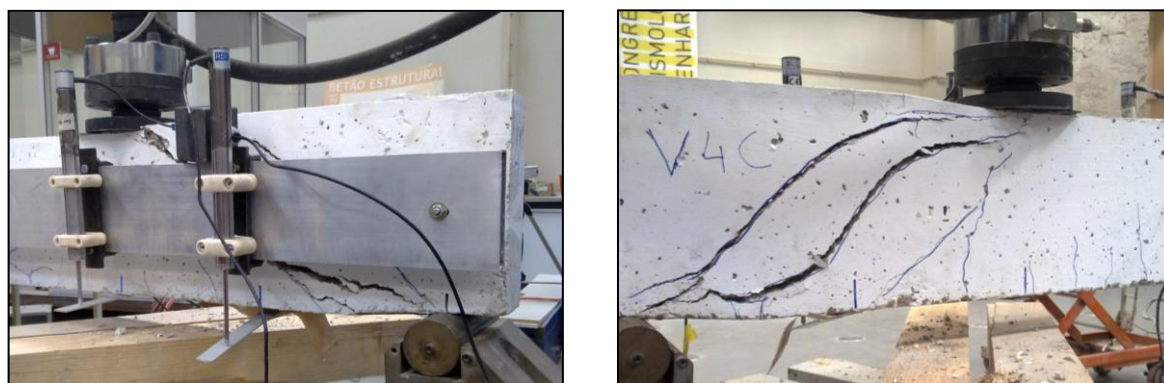


Figura 58. Fissuras de esforço transversal nas faces laterais da viga V4

Observou-se também ocorrência de fendilhação nas faces superior e inferior da viga. As fissuras na face inferior levaram ao descolamento da chapa de metal onde estava apoiado o LVDT do ponto A. Este facto está compreendido no gráfico de deslocamentos em função da carga, apresentado em seguida. Observa-se que a partir de um deslocamento de 15 milímetros no ponto A, este toma deslocamentos excessivos.

Na região da viga que estava a sofrer maiores esforços de esforço transversal, o betão comprimido destacava-se da chapa metálica. Na face lateral direita à chapa, foi possível observar as deformações que a armadura longitudinal superior e a chapa metálica estavam a sofrer.

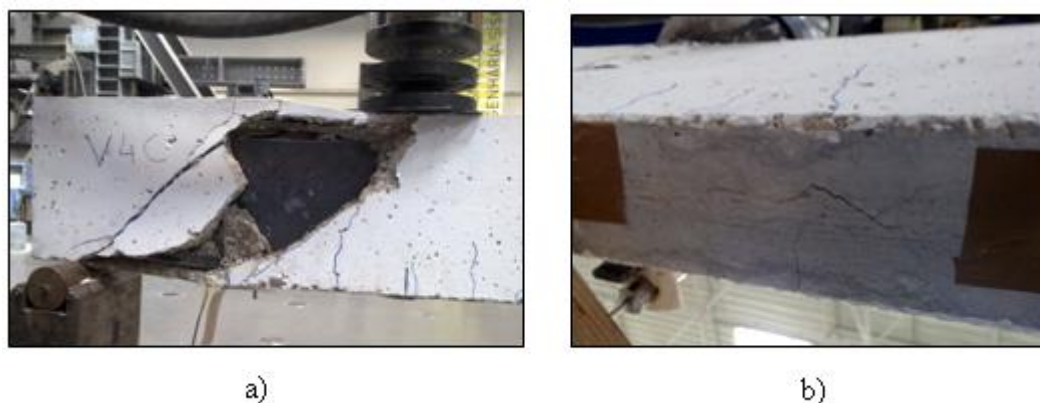


Figura 59. Viga V4: a) Chapa deformada; b) Face inferior da viga V4

A carga máxima que a viga suportou foi de 47,18 kN. Em comparação com a viga de referência, o valor da carga de rotura da viga V4 revelou um decréscimo de 6,3 %.

A chapa não demonstrou maior aderência que as chapas metálicas com espessura de 1 milímetro. A existência de vazios, e a qualidade do betão desta viga, o mesmo betão da viga V3, podem ter contribuído para a rotura precoce. Um outro motivo é a posição da chapa, que poderia ter ficado ligeiramente inclinada, ou descentrada.

O deslocamento máximo registado no instante da rotura da viga, foi no ponto A, praticamente de 1 centímetro. Até ao fim do ensaio, o deslocamento máximo ocorrido, excluindo os registados pelo LVDT do ponto A, foi de 2 centímetros no ponto B (secção onde foi aplicada a carga).

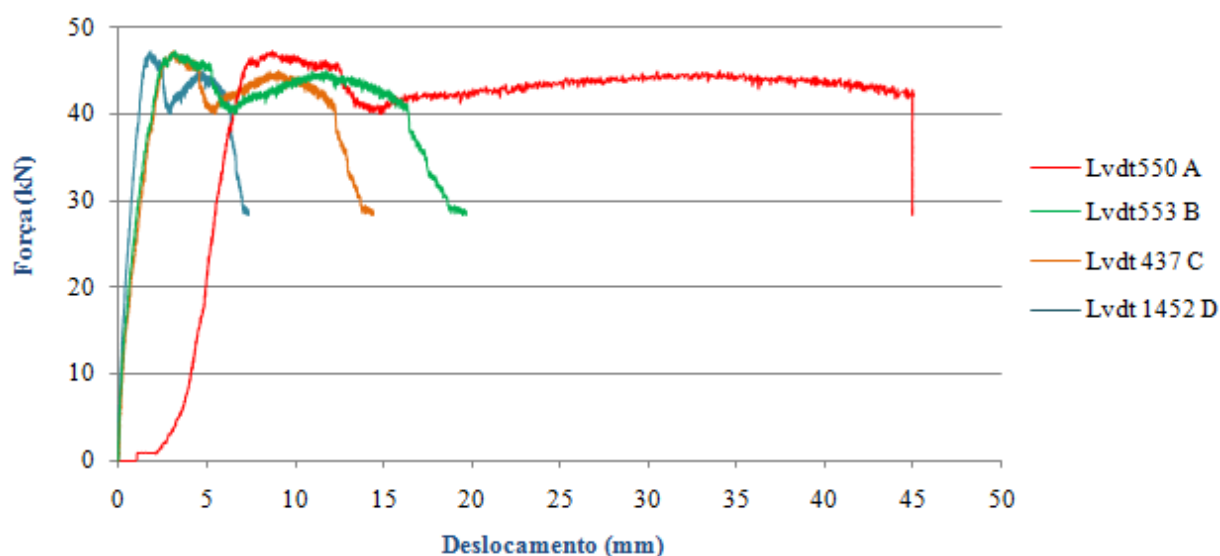


Figura 60. Gráfico de força x deslocamento da viga V4



Figura 61. Fissuração na viga V4 e inclinações das fendas

4.5.5. Viga V5

A viga V5, última a ser testada, continha uma chapa metálica com 80 centímetros de comprimento e 2 milímetros de espessura. Esperava-se que demonstrasse uma capacidade resistente bastante superior às anteriores. A viga foi ensaiada ao corte por duas vezes.

No primeiro ensaio, foi possível visualizar as primeiras fissuras de flexão na zona entre a aplicação da carga e o meio vão, com uma carga de cerca de 33 kN. Ao mesmo tempo, no topo da viga do lado que continha a chapa, o recobrimento começou a fendilhar. Com 35 kN surgiram fissuras de esforço transversal entre a secção onde foi aplicada a carga e o apoio mais próximo. Quando a carga tomou valores acima de 50 kN, o recobrimento não resistiu e perdeu-se o apoio. Notou-se uma aderência ineficaz da parte deste recobrimento que se destacou. Na figura 62 pode-se observar o destacamento do recobrimento de betão no topo da viga mais próximo da carga.

Os deslocamentos mais significativos registados no primeiro ensaio realizado nesta viga sucederam a meio vão, ponto C. De acordo com o gráfico de força em função do deslocamento, estes tomaram valores entre 2 e 2,5 milímetros.

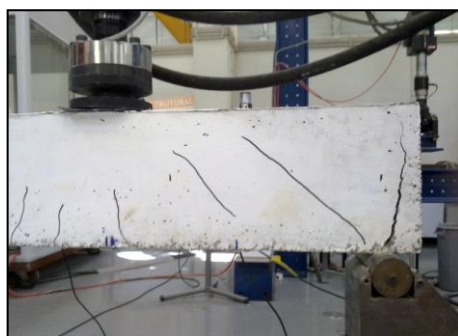


Figura 62. Fissuração do recobrimento num topo da viga V5

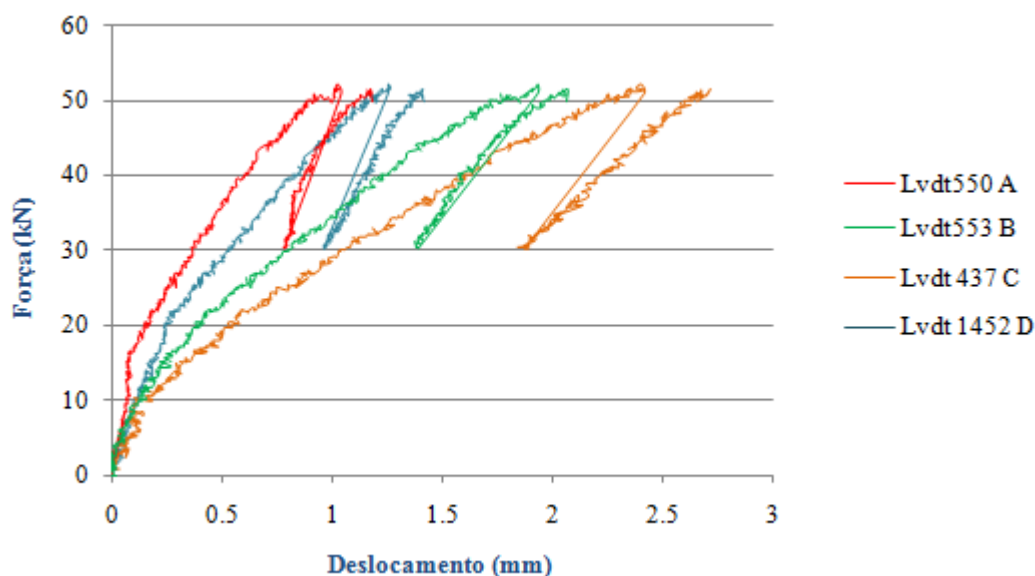


Figura 63. Gráfico de força x deslocamento do 1º ensaio da viga V5

Dado que a rotura por esforço transversal, ou eventualmente por flexão, não tinha sido atingida, procedeu-se a um segundo ensaio à viga.

A viga foi reposta sobre os apoios, ligeiramente mais próximos, e perfazendo um vão de 1,3 metros. Os instrumentos LVDT's foram repostos também, em pontos diferentes, mas coerentes com as posições definidas relativas às secções de referência (secção de aplicação da carga, meio vão,).

Em ambas as faces laterais da viga, foi possível visualizar duas fendas principais de esforço transversal, paralelas e com ângulos de aproximadamente 42° com a horizontal. Nas faces inferior e superior, a fendilhação foi menos expressiva nesta viga. Contudo, no recobrimento da zona do apoio mais próximo da aplicação da carga, o betão sofreu um ligeiro esmagamento.



Figura 64. Fissuras de esforço transversal nas faces laterais da viga V5



Figura 65. Fendilhação junto ao apoio

O betão atingiu a rotura por esforço transversal com uma carga de 55 kN. A partir desse instante, continuou-se a aplicar carregamento e observou-se que a chapa metálica estava a demonstrar grande capacidade resistente.

O actuador alcançou o valor máximo de 79,94 kN. Este valor representa um aumento de resistência ao esforço transversal de 62,7 % sobre a capacidade resistente da viga V1.

A obtenção deste valor deveu-se às dimensões da chapa metálica, que desempenharam um papel fundamental, e às propriedades mecânicas do betão constituinte, elevando portanto consideravelmente a capacidade de a viga resistir a esforços de corte.

Até ao final do ensaio, o aparelho LVDT colocado no ponto A foi o que registou maior deslocamento, neste caso, de 14 milímetros

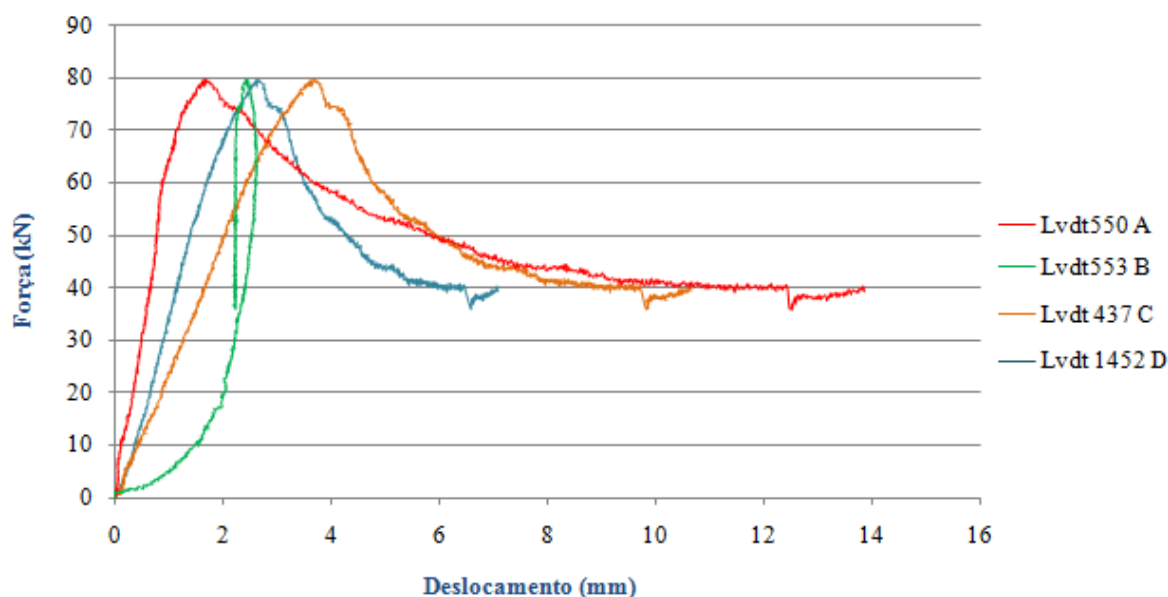


Figura 66. Gráfico de força x deslocamento do 2º ensaio da viga V5

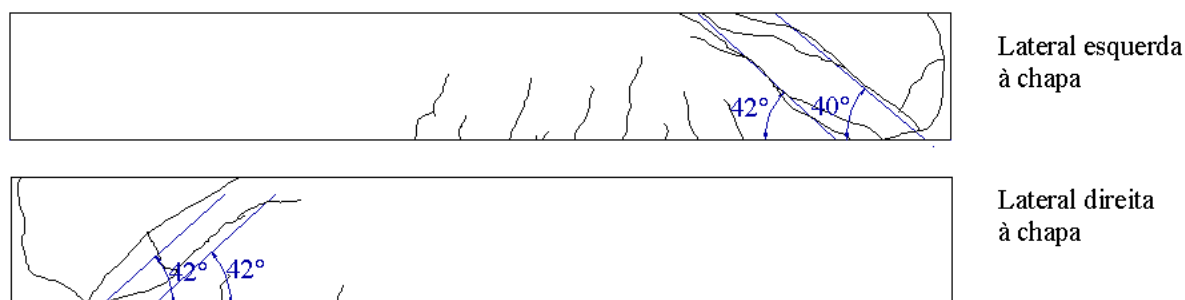


Figura 67. Fissuração na viga V5 e inclinações das fendas

4.5.6. Resumo

As figuras 68 a 71 apresentam os gráficos de deslocamento em função da força aplicada, para cada aparelho de instrumentação LVDT colocado nas cinco vigas ensaiadas. Os gráficos permitem comparar os deslocamentos ocorridos nos mesmos pontos das vigas, para os mesmos valores de carga aplicada.

Na tabela 11 são apresentadas as cargas e os modos de rotura das vigas ensaiadas, e as principais características das chapas correspondentes.

A determinação das diferenças de carga de rotura das vigas que contêm chapa é realizada sobre a carga de rotura da viga V1. Estas diferenças, que se estabelecem em percentagem, equivalem ao acréscimo de resistência ao esforço transversal obtido.

Os acréscimos de resistência ao esforço transversal variaram de 0,5 a 62,7%, à exceção da viga V3, cuja carga de rotura foi inferior à da viga de referência.

Verifica-se claramente que é na viga V5 que ocorre a maior diferença entre a capacidade resistente desta e a viga de referência.

Conhecendo todas as características do betão e do aço, e conhecendo a inclinação das fissuras que surgiram durante os ensaios, foram determinados para cada viga os correspondentes valores de esforço transversal resistente sem considerar a armadura transversal, $V_{rd,c}$, e considerando essa armadura, $V_{rd,s}$ (Eurocódigo 2, 2004). Esses valores estão indicados na tabela 12.

Os esforços transversos resistentes são determinados através das expressões 8 e 9:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k \left(100 \rho_l f_{ck} \right)^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (8)$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw} \cot \theta \quad (9)$$

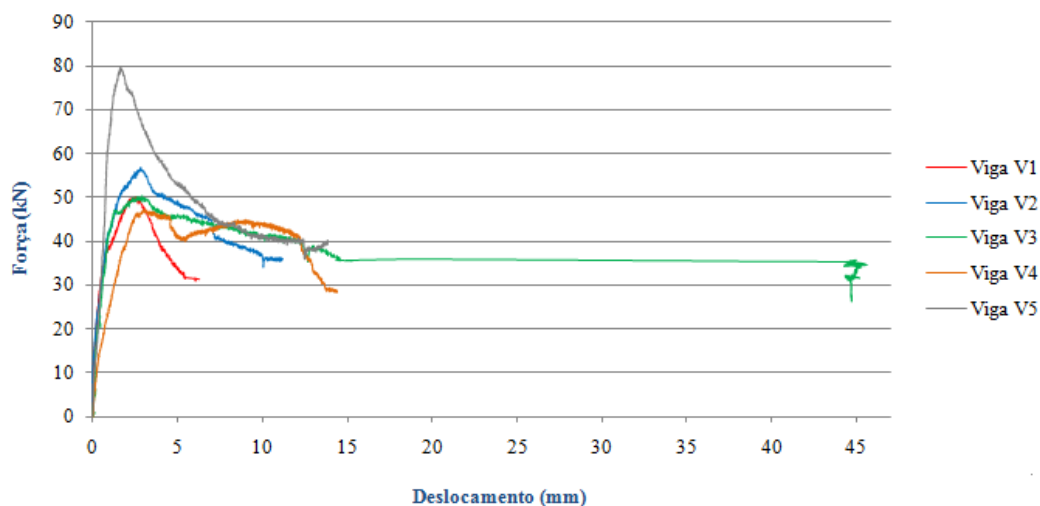


Figura 68. Gráfico de força x deslocamento no LVDT 550 – Ponto A

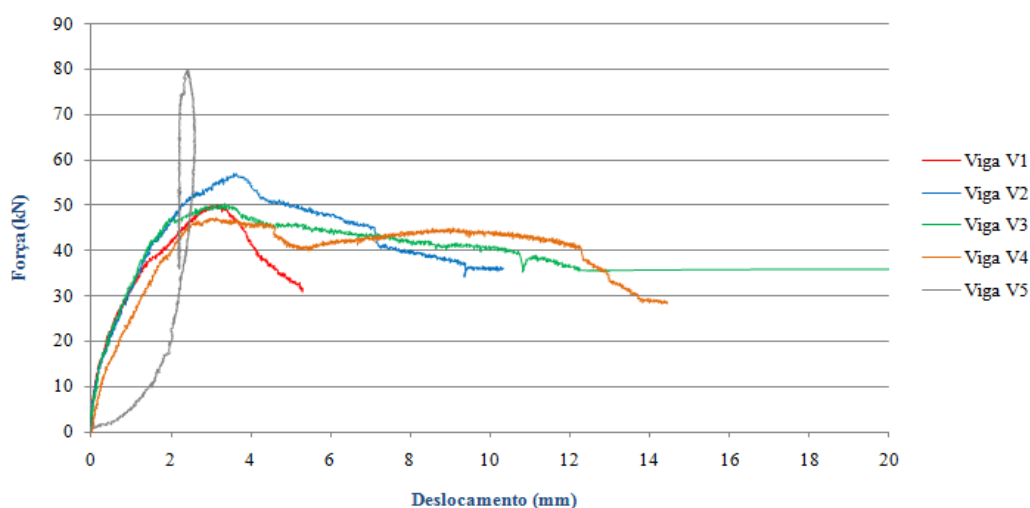


Figura 69. Gráfico de força x deslocamento no LVDT 553 – Ponto B

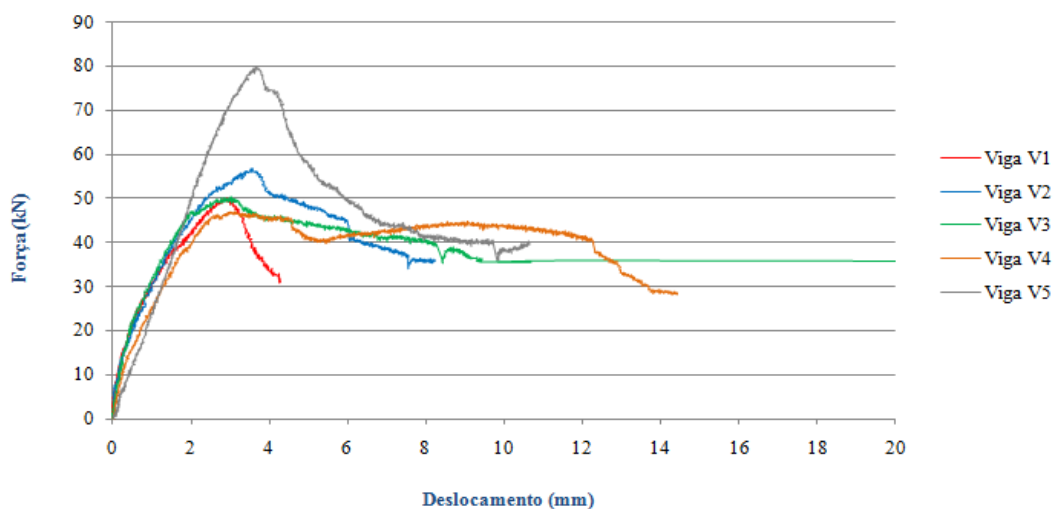


Figura 70. Gráfico de força x deslocamento no LVDT 437 – Ponto C

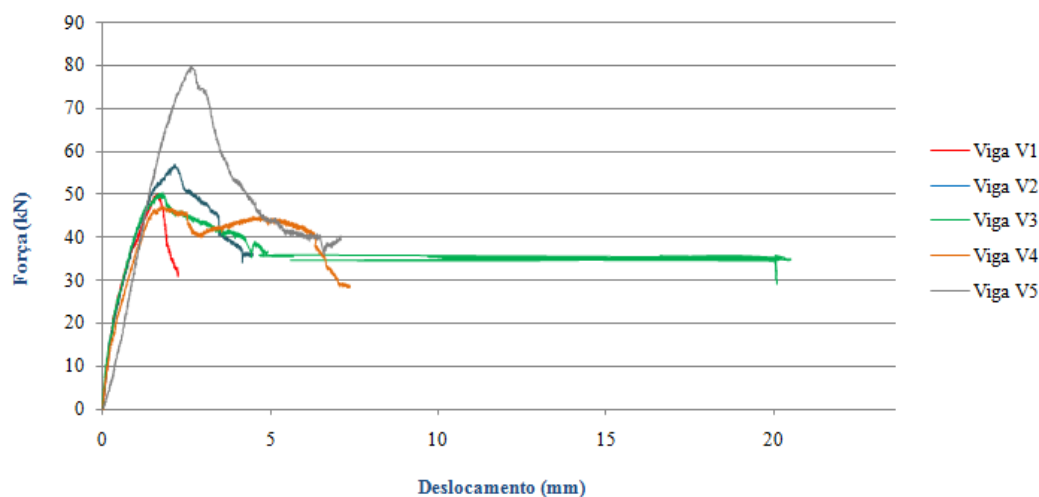


Figura 71. Gráfico de força x deslocamento no LVDT 1453 – Ponto D

Tabela 11. Cargas de rotura das vigas ensaiadas

Viga	Chapa		Modo de rotura	Carga de rotura	Diferença (%)
	Comprimento (mm)	Espessura (mm)			
V1	-	-	Esforço transverso	50,15	-
V2	600	1	Esforço transverso	57,00	+13,7
V3	800	1	Esforço transverso	50,41	+0,5
V4	600	2	Esforço transverso	47,18	-6,3
V5	800	2	Esforço transverso	79,94	+62,7

Tabela 12. Esforços transversos resistentes

Viga	V1	V2	V3	V4	V5
$V_{Rd,c}$	14,74	14,74	14,44	14,44	16,35
$V_{Rd,s}$	15,46	14,23	10,91	8,81	9,13

O principal factor que provocou diferenças entre os valores de $V_{Rd,c}$ foi a resistência à compressão do betão, que influencia o termo f_{ck} (valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade).

Nos valores de $V_{Rd,s}$, as diferenças registam-se não só devido à resistência à compressão do betão, como também devido ao ângulo θ , que é diferente em cada viga ensaiada, e que equivale à inclinação das fissuras de esforço transversal com a horizontal.

Refira-se que as primeiras fissuras, de flexão e de corte, a surgir nas vigas durante os ensaios, ocorreram quando a carga já tinha excedido consideravelmente os esforços transversos resistentes determinados.

5. MODELAÇÃO NUMÉRICA

5.1. Viga V1

Até ao final do ensaio da viga V1, e como já foi referido anteriormente, em ambas as faces laterais surgiram fissuras com inclinação próximas de 27°, e numa das faces surgiu também uma fissura com cerca de 45°.

Na treliça de Mörsch correspondente a esta viga, entre o apoio do lado da chapa e a secção onde foi aplicada a carga, vão existir duas bielas correspondentes às diagonais de compressão, uma com 45° e outra com 26,6° relativamente à horizontal. Esta última tem essa inclinação de modo a unir o apoio referido com o ponto de aplicação da carga.

O banzo inferior da treliça corresponde à armadura longitudinal inferior, cinco varões de 8 milímetros de diâmetro, dispostos em duas camadas (3 + 2), e o banzo superior ao betão de recobrimento, sujeito a compressão, cuja secção é rectangular com 1 centímetro de altura e 7 centímetros de largura. Como os estribos estão dispostos verticalmente, as bielas de tracção são verticais. Na figura 72 é representada a treliça de Mörsch equivalente à viga V1, modelada no programa de cálculo de estruturas bidimensionais Ftool.

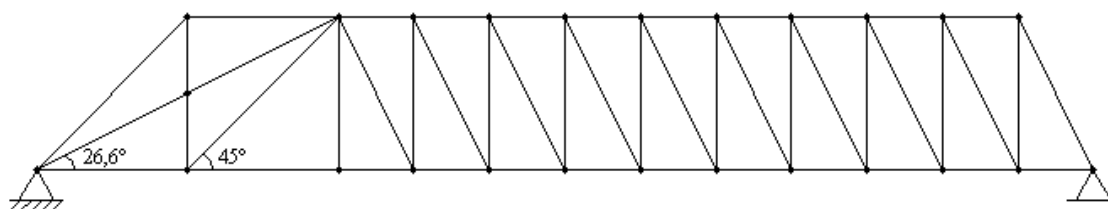


Figura 72. Modelo de treliça de Mörsch equivalente à viga V1

A determinação da carga de rotura da viga, através deste método, envolve quantificar a acção vertical concentrada, que provoca no estribo a força a que este resiste.

Um estribo resiste a:

$$F = A \cdot \sigma \quad (10)$$

Em que A é a área de dois ramos de estribo, neste caso com diâmetro de 3,5 milímetros, e σ a tensão resistente do arame constituinte do estribo, 530 MPa. Assim, F toma o valor de 10,20 kN.

Aplicando na treliça uma força de 50 kN, obtém-se os seguintes valores de esforços axiais, representado na figura 73:

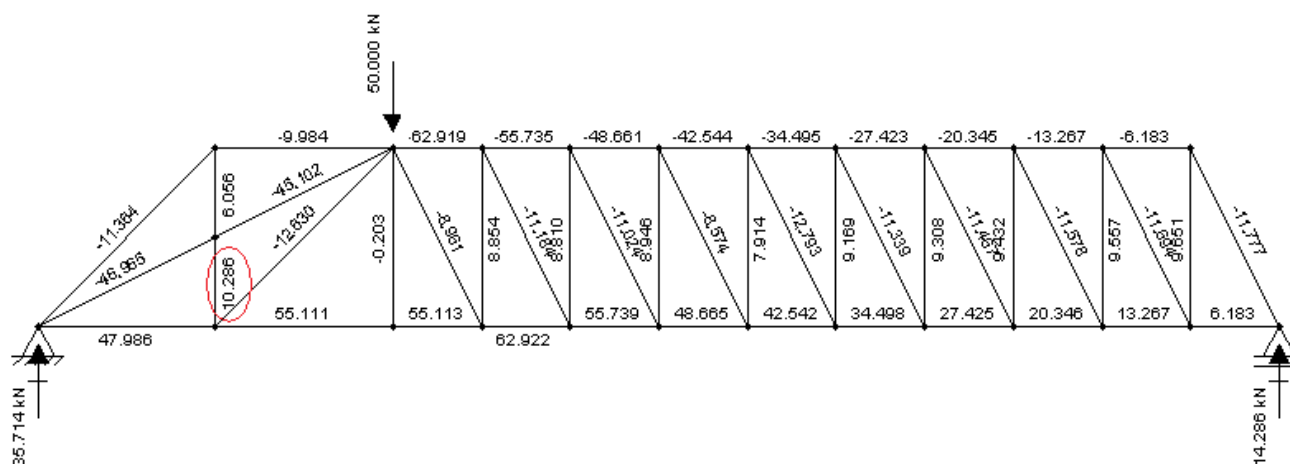


Figura 73. Diagrama de esforços axiais na treliça de Mörsch equivalente à viga V1

Como num estribo da zona entre o apoio do lado da chapa e a secção onde foi aplicada a carga, o esforço ultrapassa os 10,20 kN, então com uma carga de 50 kN, a viga está prestes a atingir a rotura. Tendo em consideração que a viga alcançou a rotura com 50,15 kN, este modelo representa correctamente o seu comportamento.

5.2. Vigas V2 a V5

5.2.1. Considerações gerais

As vigas reforçadas com chapas metálicas, vigas V2, V3, V4 e V5, foram modeladas numericamente. Para tal recorreu-se ao programa de cálculo estrutural SAP2000.

De modo a representar as vigas o mais próximo possível do real, definiram-se três elementos de casca, ou planos, dispostos em paralelo e ligados entre si com elementos link. Ao estarem ligados, compreende-se que os elementos estão totalmente encostados, e que trabalham solidariamente às solicitações. É possível definir no programa, se os elementos link são ou não rígidos, quantificar a rigidez desses elementos, e se permitem deslocamentos e/ou rotações.

Os dois planos exteriores representam o betão à esquerda e à direita da chapa. Ambos são portanto de formato rectangular, com dimensões equivalentes às das faces

laterais das vigas: 1500 milímetros de comprimento e 200 milímetros de altura. A espessura de cada plano exterior é de metade da largura da secção transversal da viga, 35 milímetros. O plano intermédio é relativo à chapa metálica que a respectiva viga contém embebida, tendo então o formato de um trapézio. As dimensões são correspondentes às da chapa, incluindo a espessura.

Cada viga continha oito varões de diâmetro 8 mm, correspondentes à armadura longitudinal. Esses varões foram representados nos modelos através de elementos barra. Como no plano intermédio não era possível implementar estes elementos, as áreas das secções dos varões que foram colocados ao centro, tiveram que ser distribuídas equitativamente para os elementos barra definidos nos planos de betão.

Relativamente às discretizações dos elementos de casca, os planos rectangulares referentes ao betão foram discretizados em 2576 elementos rectangulares e 40 elementos triangulares. Refira-se que, após a discretização, nem todos os pequenos elementos rectangulares ficaram com a mesma área, pois devido à necessidade de obter no modelo pontos em locais de referência, como os apoios por exemplo, alguns elementos ficaram menores.

De acordo com o comprimento da chapa em cada modelo, os planos intermédios ficaram discretizados em diferente número de elementos. Nos modelos das vigas V2 e V4, cujas chapas tinham comprimento de 600 milímetros, os planos ficaram discretizados em 1024 elementos rectangulares e 10 triangulares, enquanto nos modelos das vigas V3 e V5, em que as chapas atingiam 800 milímetros de comprimentos, as discretizações foram efectuadas com 1444 elementos rectangulares e 60 triangulares.

Refira-se que a discretização foi realizada de modo a que ao ligar os planos, os elementos provenientes da discretização fossem coincidentes na sua totalidade.

A figura 74 apresenta o modelo numérico da viga V2, com os elementos de ligação a verde.

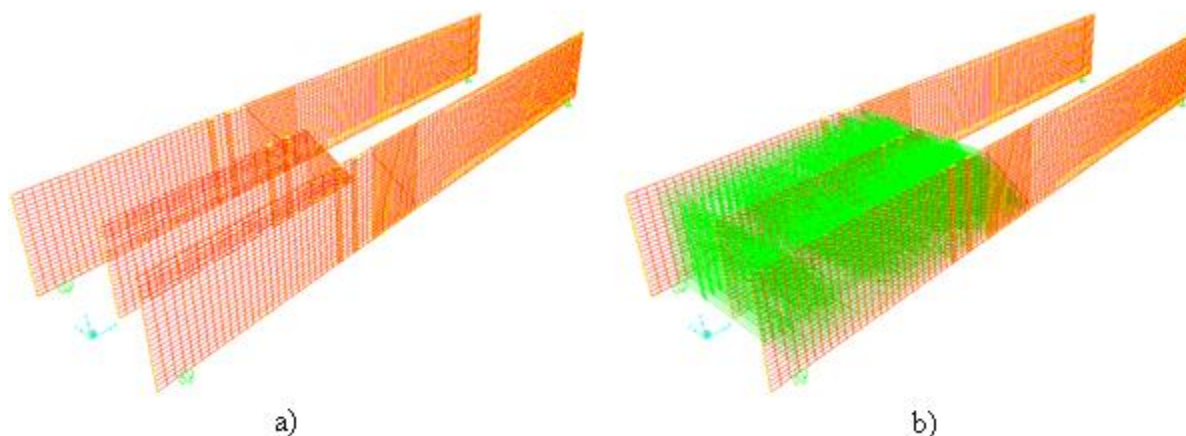


Figura 74. Modelação Numérica da viga V2: a) Elementos de casca, b) Elementos de casca interligados com elementos link

Para aplicar a carga, definiu-se um elemento barra em cada plano exterior, na respectiva zona de aplicação. Em cada um dos dois elementos de barra foi imposta uma força distribuída uniforme, igual, cuja soma corresponde à carga máxima aplicada na viga durante o respectivo ensaio.

Como referido no capítulo anterior, o vão das vigas nos ensaios foi de 1400 milímetros, e a carga, concentrada, foi aplicada a 40 centímetros do apoio do lado da chapa. A figura 75 demonstra, através do diagrama de esforço transversal, como a força é repartida nas duas partes da viga, à esquerda e à direita da secção de aplicação da carga.

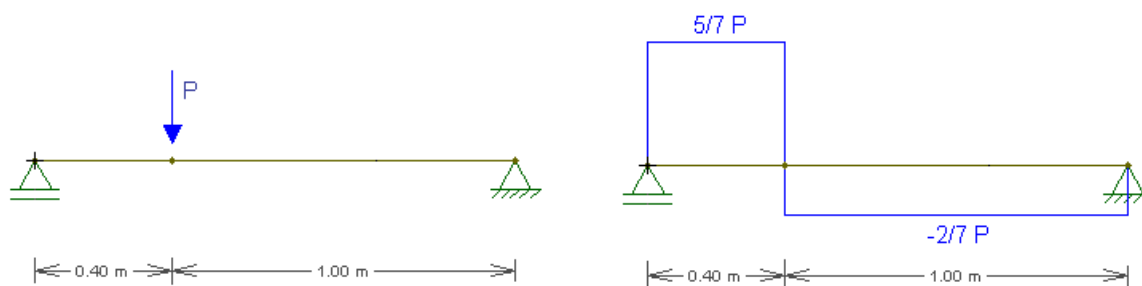


Figura 75. Diagrama de esforço transversal das vigas

Entre o apoio do lado da chapa e a secção de aplicação da carga, verifica-se que o esforço transversal toma o valor de $5/7$ da força. Desde aquela secção até ao apoio mais distante, o esforço transversal é de $2/7$ da força.

Com a modelação numérica das vigas testadas, pretende-se que em cada uma sejam conhecidas as quantidades de esforços de corte que ocorrem nos materiais/componentes da

viga. São eles o betão, à esquerda e à direita da chapa; a chapa metálica; a armadura longitudinal; e os elementos link. Os esforços de corte ocorrentes nos elementos link correspondem ao esforço que é absorvido por aderência, entre a chapa metálica e o betão, em ambos os lados da chapa.

Dado que a carga foi aplicada simetricamente em relação ao eixo vertical da secção transversal da viga, os esforços que actuam no betão à esquerda da chapa, são iguais aos que ocorrem à direita desta. O mesmo acontece com os esforços que ocorrem nos elementos link e na armadura longitudinal.

Na figura 76 é apresentada a deformada do modelo numérico da viga V2, quando sujeito a uma força com o valor equivalente ao da carga de rotura. Verifica-se que esta deformada assemelha-se às deformadas que a viga V2, e as restantes, adoptaram no decorrer dos ensaios.

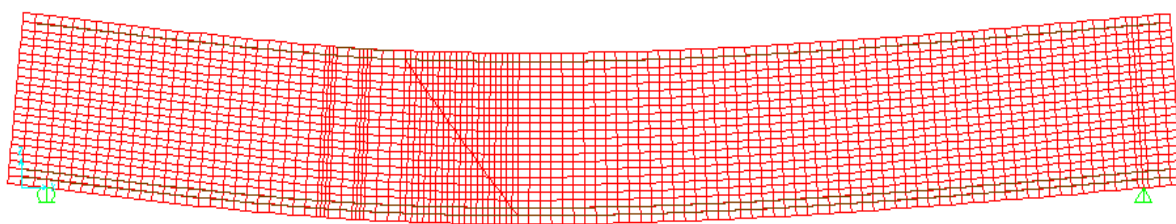


Figura 76. Deformada do modelo numérico da viga V2

5.2.2. Esforços nos materiais/componentes

Em cada modelo de viga foram retirados os esforços dos materiais/componentes em cinco secções transversais. Estas secções correspondem a zonas de referência, onde importa conhecer a distribuição dos esforços, e são as indicadas em seguida:

- Secção 1 - junto ao apoio do lado da viga que contém a chapa;
- Secção 2 - a meia distância entre o apoio do lado da viga que contém a chapa e a secção de aplicação da carga;
- Secção 3 - antes da aplicação da carga;
- Secção 4 - após a aplicação da carga;
- Secção 5 - a meio da aresta inclinada da chapa metálica.

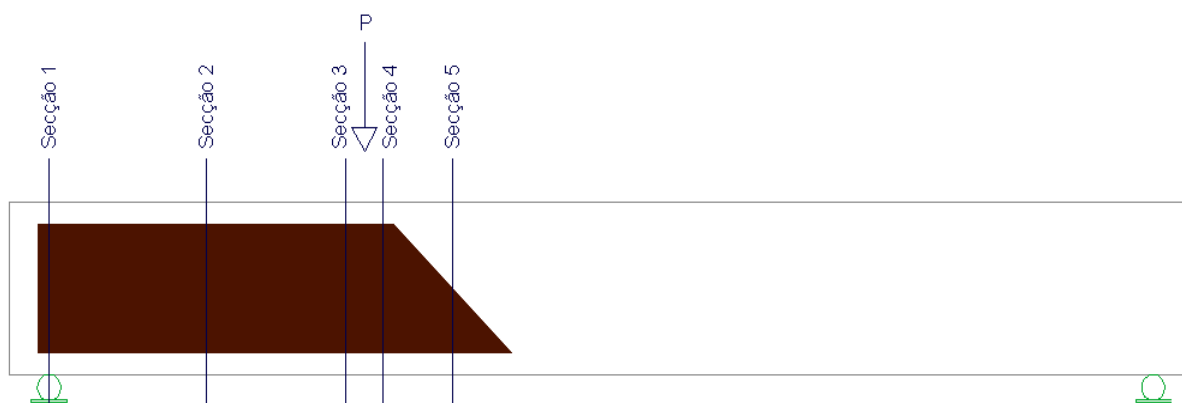


Figura 77. Secções transversais analisadas

Para determinar os valores dos esforços referidos, foram aplicadas nos modelos das vigas, as respectivas cargas de rotura. A tabela 13 apresenta os esforços obtidos a partir da análise linear efectuada na modelação, incluindo em percentagens.

Refira-se que a soma dos esforços nos componentes deve ser de valor igual ou próximo do esforço transversal a actuar na secção em que se encontram.

Na tabela 14 estão todos os esforços, em unidades de força e em percentagem, uniformizados para o caso de todas as vigas terem sido sujeitas a uma carga de 100 kN. Em relação à tabela 13, as percentagens são iguais.

Tabela 13. Esforços transversos nos materiais/componentes nos modelos de vigas

Viga	Carga de Rotura (kN)	Secção	Esforço transverso na secção (kN)	Esforços transversos nos materiais / componentes								
				Betão		Chapa		Armadura Longitudinal		Elementos Link		Soma
				kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	
V2	57,00	1	5/7 P = 40,71	32,88	82,38	2,27	5,69	2,08	5,21	2,68	6,72	39,91
		2		40,34	91,16	3,51	7,93	0,22	0,51	0,17	0,39	44,25
		3		39,98	90,92	2,19	4,98	0,86	1,95	0,95	2,16	43,98
		4	2/7 P = 16,29	17,74	88,18	1,37	6,81	0,38	1,87	0,63	3,14	20,12
		5		16,18	94,10	0,82	4,77	0,11	0,62	0,09	0,52	17,2
V3	50,41	1	5/7 P = 36,01	29,10	86,42	2,01	5,97	0,18	0,53	2,38	7,07	33,67
		2		35,70	91,18	3,11	7,96	0,10	0,26	0,16	0,41	39,07
		3		35,38	91,60	3,13	8,10	0,08	0,20	0,04	0,10	38,63
		4	2/7 P = 14,40	12,38	89,98	0,86	6,25	0,08	0,58	0,44	3,20	13,76
		5		13,88	87,22	0,68	4,27	0,07	0,44	1,28	8,07	15,91
V4	47,18	1	5/7 P = 33,70	25,84	77,06	1,76	5,23	1,80	5,37	4,14	12,35	33,54
		2		30,96	91,38	2,69	7,94	0,18	0,52	0,05	0,16	33,88
		3		31,00	91,14	2,71	7,97	0,22	0,64	0,08	0,25	34,01
		4	2/7 P = 13,48	13,60	85,52	0,94	5,91	0,57	3,60	0,79	4,98	15,90
		5		13,10	85,68	0,63	4,09	0,07	0,48	1,49	9,75	15,29
V5	79,94	1	5/7 P = 57,10	43,66	81,02	2,97	5,50	0,28	0,53	6,98	12,95	53,89
		2		52,34	91,66	4,55	7,97	0,12	0,21	0,09	0,16	57,10
		3		51,86	91,48	4,58	8,08	0,12	0,21	0,14	0,24	56,70
		4	2/7 P = 22,84	23,44	88,56	1,58	5,97	0,13	0,50	1,32	4,98	26,47
		5		20,40	76,06	0,80	2,98	0,10	0,39	5,52	20,58	26,82

Tabela 14. Esforços transversos nos materiais/componentes nos modelos de vigas para uma carga de 100 kN

Viga	Carga (kN)	Secção	Esforço transverso na secção (kN)	Esforços transversos nos materiais / componentes								
				Betão		Chapa		Armadura Longitudinal		Elementos Link		Soma
				kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	
V2	100	1	5/7 P = 71,43	57,68	82,38	3,98	5,69	3,65	5,21	4,70	6,72	70,01
		2		70,77	91,16	6,16	7,93	0,39	0,51	0,30	0,39	77,62
		3		70,14	90,92	3,84	4,98	1,51	1,95	1,67	2,16	77,16
		4	2/7 P = 28,57	31,12	88,18	2,40	6,81	0,67	1,87	1,11	3,14	35,30
		5		28,39	94,10	1,44	4,77	0,19	0,62	0,16	0,52	30,18
V3	100	1	5/7 P = 71,43	57,73	86,42	3,99	5,97	0,36	0,53	4,72	7,07	66,80
		2		70,82	91,18	6,17	7,96	0,20	0,26	0,32	0,41	77,51
		3		70,18	91,60	6,21	8,10	0,16	0,20	0,08	0,10	76,63
		4	2/7 P = 28,57	24,56	89,98	1,71	6,25	0,16	0,58	0,87	3,20	27,30
		5		27,53	87,22	1,35	4,27	0,14	0,44	2,54	8,07	31,56
V4	100	1	5/7 P = 71,43	54,77	77,06	3,73	5,23	3,82	5,37	8,77	12,35	71,09
		2		65,62	91,38	5,70	7,94	0,38	0,52	0,11	0,16	71,81
		3		65,71	91,14	5,74	7,97	0,47	0,64	0,17	0,25	72,09
		4	2/7 P = 28,57	28,83	85,52	1,99	5,91	1,21	3,60	1,67	4,98	33,70
		5		27,77	85,68	1,34	4,09	0,15	0,48	3,16	9,75	32,41
V5	100	1	5/7 P = 71,43	54,62	81,02	3,72	5,50	0,35	0,53	8,73	12,95	67,41
		2		65,47	91,66	5,69	7,97	0,15	0,21	0,11	0,16	71,43
		3		64,87	91,48	5,73	8,08	0,15	0,21	0,18	0,24	70,93
		4	2/7 P = 28,57	29,32	88,56	1,98	5,97	0,16	0,50	1,65	4,98	33,11
		5		25,52	76,06	1,00	2,98	0,13	0,39	6,91	20,58	33,55

Verificam-se algumas diferenças nos valores da tabela 14, o que permite retirar algumas ilações.

As chapas com maior espessura, implementadas nas vigas V4 e V5, demonstram uma maior capacidade de absorver esforço de corte. Isto acontece nomeadamente entre o apoio e a zona de aplicação da carga, aliviando o esforço no betão nas regiões onde ocorre a fendilhação. As chapas de 2 milímetros de espessura conseguem também distribuir melhor o esforço pelos seus comprimentos, ao contrário das de 1 milímetro, que concentram o esforço maioritariamente a meio vão.

Através dos valores da tabela, e comparando a viga V3 à V2 e a V5 à V4, pode-se afirmar que o acréscimo de comprimento das chapas em 20 centímetros diminui ligeiramente a concentração de esforços instalados na região próxima à aplicação da carga.

Nas figuras 79 a 82 são apresentados os diagramas de tensões tangenciais nas secções transversais da chapa e do betão, nas cinco secções atrás indicadas, das quatro vigas que foram reforçadas. Da esquerda para a direita, apresentam-se os diagramas relativos à secção 1, 2,

Os gráficos das figuras 83 a 86 apresentam a variação das tensões normais dos elementos link ao longo da altura da secções transversais das vigas, ou seja, das tensões de aderência entre as chapas metálicas e o betão envolvente. Estas tensões são obtidas dividindo os esforços axiais que ocorrem nos elementos link, pelas áreas de influência afectas a estes nos elementos de casca discretizados. Os gráficos representam as tensões nos elementos link, entre uma das faces laterais da chapa, e o betão adjacente.

5.2.2.1. Tensões no betão e nas chapas metálicas

Analisando os diagramas de tensões tangenciais no betão e nas chapas, verifica-se que estas tomam obviamente sinais contrários nas secções antes e após a de aplicação da carga. Entre o apoio mais próximo da força e a secção da sua aplicação, as tensões vão em direcção ao apoio, enquanto após a secção de aplicação da carga, o sentido das tensões tangenciais é para o apoio mais distante. Em todos os pontos estudados, as tensões nas chapas são bastante superiores às tensões no betão, isto devido à elevada diferença de espessura entre as chapas e o betão envolvente. As espessuras das chapas metálicas são de 1 e 2 milímetros, como já referido anteriormente, e a espessura de betão à esquerda e à direita da chapa é de 35 milímetros.

Nas secções 1, junto ao apoio do lado da viga que continha a chapa, foi na zona inferior da chapa e do betão que as tensões tangenciais atingiram valores mais altos. Nos ensaios laboratoriais foi possível visualizar a fendilhação do recobrimento na zona do apoio, o que vai ao encontro destas tensões mais elevadas, retiradas do modelo. Nas vigas V2 e V5, as tensões tangenciais na chapa metálica nessa zona tomaram valores de cerca 30000 e 40000 kPa, respectivamente, e no betão, de cerca 15000 e 20000 kPa.

As secções 2, a meio vão da chapa, apresentaram umas distribuições de tensões tangenciais praticamente parabólicas, o que seria de esperar. A meia altura da secção, os valores de tensão nas chapas foram maiores, aproximadamente 25000 kPa na viga V2 e 33000 kPa na V5. As tensões máximas no betão oscilaram entre 3000 e 5000 kPa.

Nas secções 3, as tensões tangenciais tomaram valores mais elevados em pontos próximos à face superior da correspondente viga. Ao longo da altura da secção, as tensões

vão decrescendo até à face inferior. Este facto já se previa, pois a secção 3 encontra-se muitíssimo próxima da aplicação da carga. De uma forma idêntica, as secções 4 apresentam as suas tensões tangenciais. As diferenças essenciais e evidentes são o sentido das tensões, ou seja, o sinal, e as suas intensidades. É notório nas secções 4, uns picos de tensão no recobrimento superior. Isto ocorre devido à proximidade dos pontos em relação à aplicação da carga, que se sujeitam a esforços consideráveis.

Os valores máximos de tensão tangencial na secção 3 ocorrem nas vigas V3 e V5. Nas chapas ultrapassam os 20000 e os 30000 kPa, respectivamente, e no betão cerca de 3500 e 5000 kPa. Nas secções 4, é igualmente nas vigas V3 e V5 que surgem as maiores tensões. Na chapa cerca de 15000 e 22000 kPa respectivamente, e no betão 7000 e 11000 kPa.

Nas secções 1 a 3, em todas as vigas, é visível uma irregularidade no diagrama de tensão da chapa, a cerca de 3 centímetros da face inferior da respectiva viga. Isto acontece numa região em que a chapa tem grande tendência a sofrer os fenómenos de enfunamento e bambeamento.

Nas secções 5, as tensões no betão são praticamente parabólicas, uma vez que já se afastam da secção de aplicação da carga, e não estão próximas de pontos de referência, como os apoios, por exemplo. As tensões na chapa decrescem a partir da face inclinada até à extremidade inferior. Os valores máximos de tensão na chapa são nas vigas V3 e V5, aproximadamente 10000 e 14000 kPa. No betão as tensões máximas são respectivamente 1500 e 2000 kPa.

Refira-se que os valores de tensão foram menores nas vigas V3 e V4, por a carga aplicada ter sido menor em ambas. Na viga V4, comparativamente à V2, a espessura da chapa metálica era o dobro, o que também contribuiu para a redução das tensões.

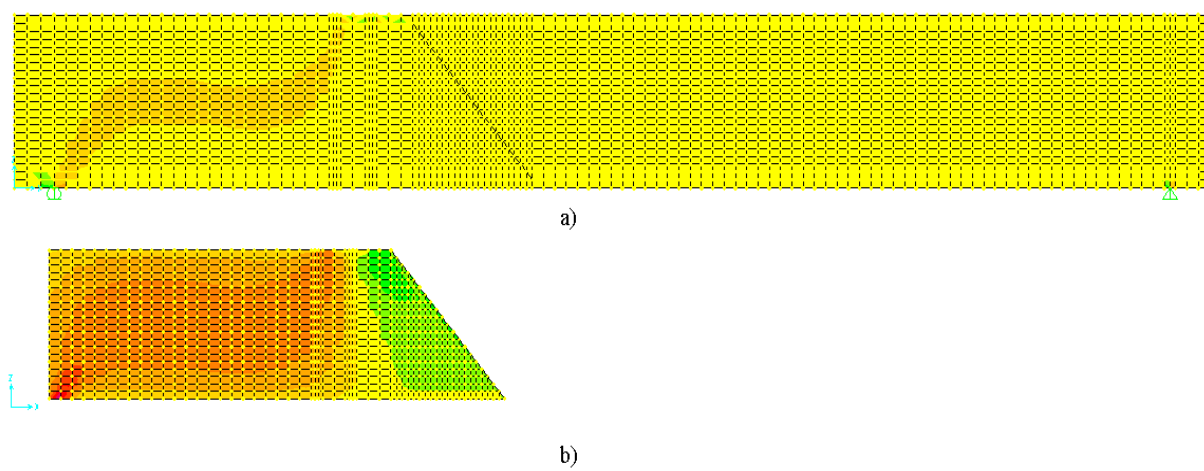


Figura 78. Tensões tangenciais no modelo numérico da viga V2: a) Betão; b) Chapa metálica

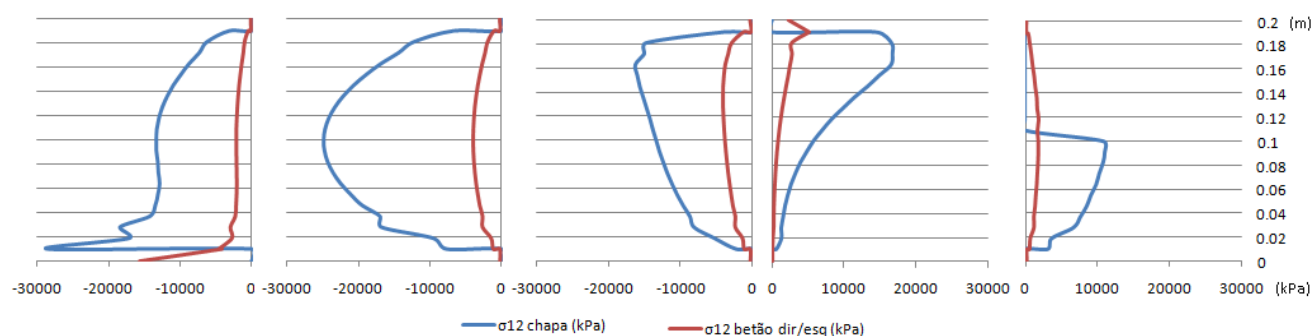


Figura 79. Diagramas de tensões tangenciais na chapa e no betão – Viga V2

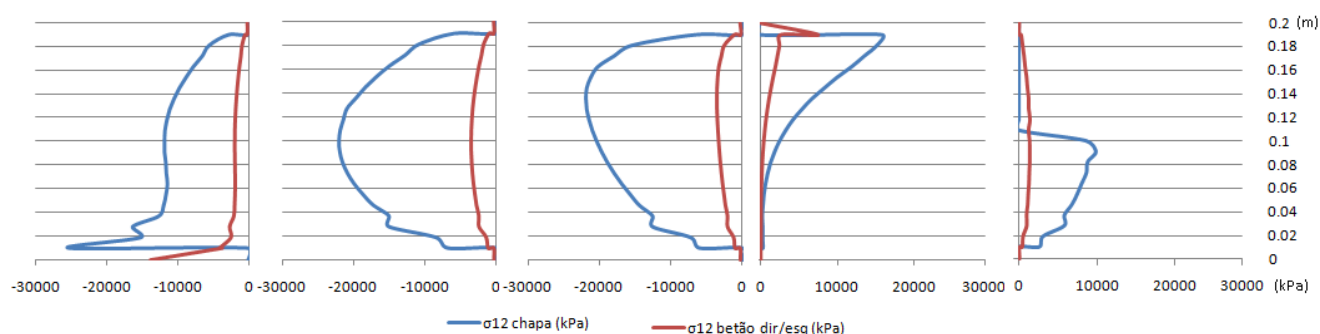


Figura 80. Diagramas de tensões tangenciais na chapa e no betão – Viga V3

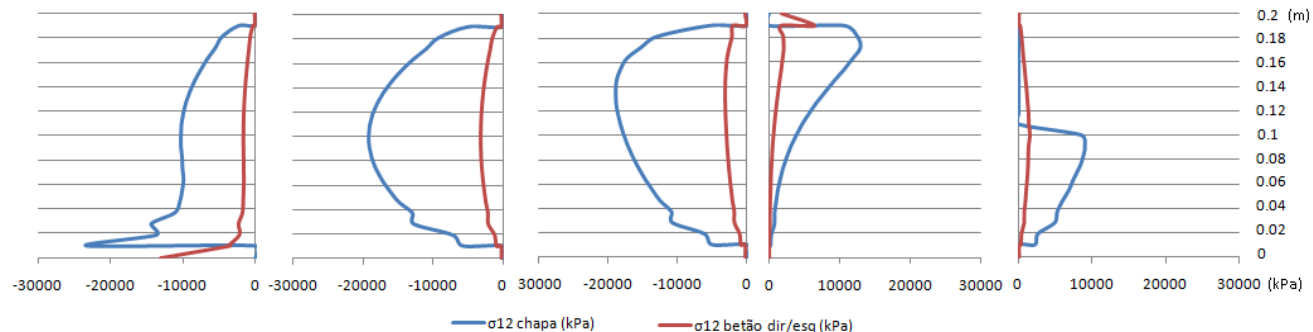


Figura 81. Diagramas de tensões tangenciais na chapa e no betão – Viga V4

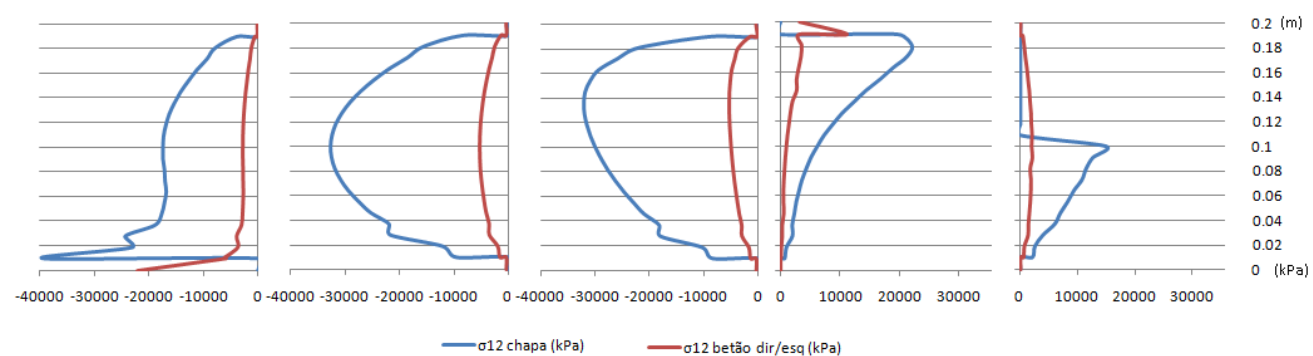


Figura 82. Diagramas de tensões tangenciais na chapa e no betão – Viga V5

5.2.2.2. Tensões nos elementos link

Em relação às tensões nos elementos link, para as mesmas secções nas diferentes vigas, os gráficos obtidos têm o mesmo aspecto, variando os valores de tensão. As tensões positivas indicam que se está a desenvolver aderência entre as faces laterais da chapa e o betão, enquanto as tensões de sinal negativo dão a conhecer as regiões em que a chapa não exerce aderência com o betão.

As secções 1, que equivalem à extremidade da chapa metálica junto ao apoio, têm na zona superior da chapa tensões positivas. Estas vão decrescendo até cerca de 4 centímetros da extremidade inferior, numa região onde não está a ocorrer aderência entre os materiais. A partir daí as tensões aumentam, alcançando um pico de valor positivo precisamente naquela extremidade. Verifica-se que no canto inferior da chapa metálica, a aderência é consideravelmente maior. A aderência nesse ponto tem assim um papel importante, visto que se encontra numa zona de aparecimento de fissuras de esforço transverso.

Nas secções 2, os pontos de maior destaque são os nas extremidades superior e inferior, com picos de tensão negativa e de tensão positiva, respectivamente. Em qualquer um dos modelos, desde as extremidades até ao centro da secção 2, as tensões diminuem de ordens de grandeza de $1E03$, até $1E00$.

O desempenho da aderência nas secções 3 é semelhante ao das secções 2. A diferença reside nos valores de tensão atingidos nos picos nas extremidades da chapa metálica. As tensões diminuem de ordens de grandeza de $1E02$, até $1E00$, desde as extremidades até ao centro da secção.

Verifica-se que nas três primeiras secções, as tensões de aderência são sempre elevadas nas extremidades inferiores das chapas metálicas. Isto sucede devido ao facto de a zona inferior da viga estar sujeita a elevados esforços de tracção, o que origina a fendilhação por corte. Devido a isto, a aderência entre os dois materiais é notória. O processo inverso ocorre nas extremidades superiores. Estando o betão sujeito a consideráveis esforços de compressão, ele perde a aderência à chapa metálica.

Nas secções 4, imediatamente após a aplicação da carga, o sinal das tensões de aderência na zona superior das chapas metálicas inverte-se. Existe em cada modelo numérico um pico de tensão positiva na extremidade superior da chapa na secção 4, que ajuda ao equilíbrio face ao pico de tensão negativa na secção 3. A partir da extremidade superior, as tensões vão diminuindo até à extremidade inferior, e sempre com valor

negativo. Isto indica que em grande parte da secção após a aplicação da carga, a aderência não é conseguida.

Nas secções 5, em que apenas se estudam as aderências nas metades inferiores das secções transversais, que é onde estão presentes as chapas metálicas, são evidentes as diferenças nos gráficos das vigas que contêm chapas mais compridas. Como nas vigas V3 e V5 a face inclinada da chapa está mais afastada da força, a aderência ao betão é bastante mais elevada. A tensão é maior no ponto a meia altura da secção, decrescendo a partir daí, até tomar valores negativos junto na zona inferior.

As figuras 87 a 90 apresentam através de gráficos as forças de aderência obtidas com a modelação numérica, nas cinco secções analisadas em cada viga. Estas forças foram determinadas com o cálculo dos integrais dos diagramas de tensão nos elementos link. Os valores das forças de aderência são indicados em unidades kN, nos eixos das ordenadas.

Nos casos em que o valor do integral da força de aderência numa secção é positivo, está a ocorrer aderência entre o betão e as faces laterais da chapa. Quando um integral tem valor negativo, está a indicar que os materiais encontram-se a perder aderência entre si.

Verifica-se que nas secções 1, junto ao apoio do lado da chapa, o integral das tensões de aderência é negativo em todas as situações. Isto significa que as zonas em que não ocorre aderência entre os dois materiais, prevalecem sobre as zonas em que ocorre aderência.

Desde as secções 2 até às secções 4, e à excepção da viga V2, as tensões de aderência têm valores positivos, e decrescentes. Pode-se observar que é a meio vão da chapa metálica que o betão adere melhor, e que antes da aplicação da carga este adere com menor intensidade. Assim, as zonas em que ocorre aderência têm maior importância nos integrais determinados.

Nas secções 5, e à excepção também do que acontece na viga V2, as forças de aderência são positivas. Nas vigas V3 e V5, como a da aresta inclinada da chapa metálica está mais afastada da aplicação da carga em 20 centímetros, os integrais adoptam valores altíssimos, comparativamente às outras duas vigas.

A viga V2 destaca algumas diferenças em comparação às restantes vigas, essencialmente nas secções 4 e 5. Devido às suas dimensões, pois a aresta inclinada da chapa metálica está próxima da carga, e a espessura da chapa é reduzida, as tensões diferem quantitativamente e no sinal.

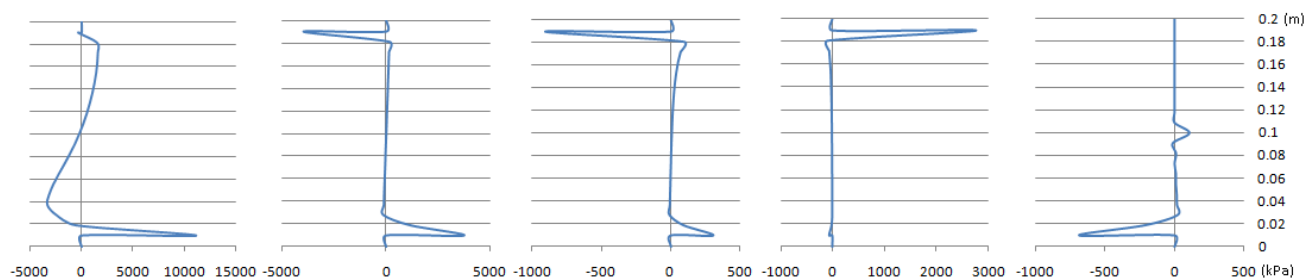


Figura 83. Diagramas de tensões normais nos elementos link – Viga V2

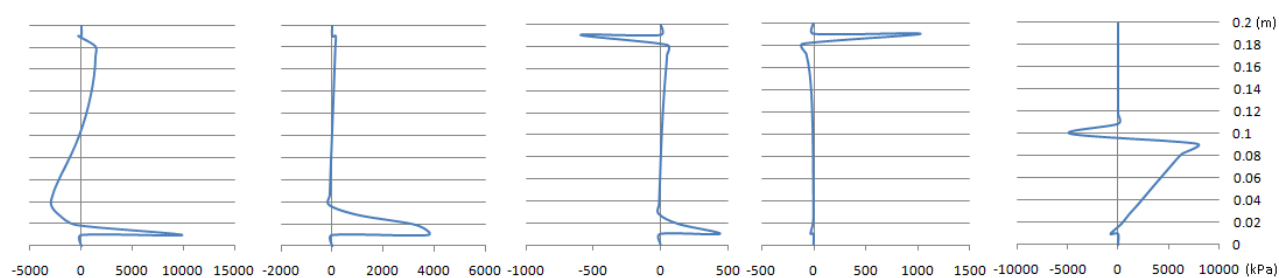


Figura 84. Diagramas de tensões normais nos elementos link – Viga V3

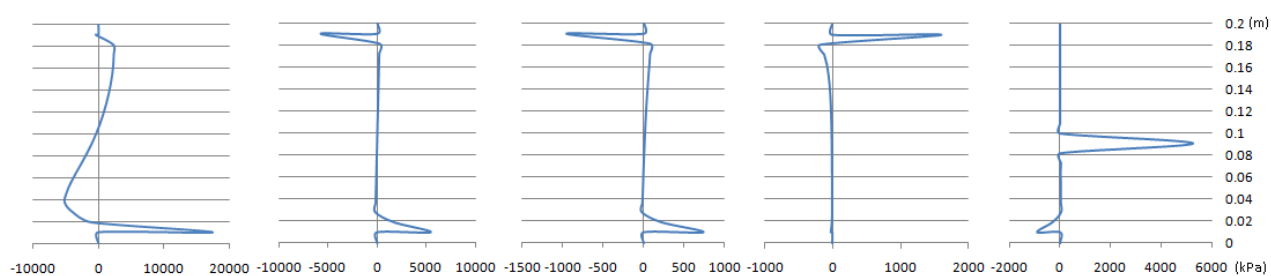


Figura 85. Diagramas de tensões normais nos elementos link – Viga V4

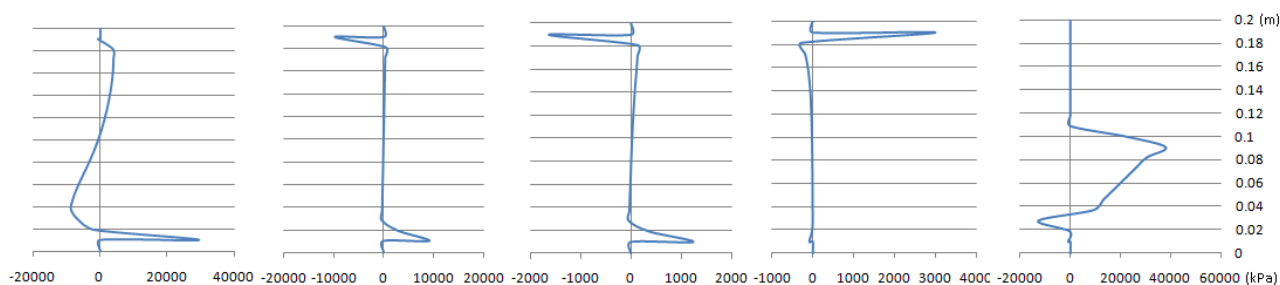


Figura 86. Diagramas de tensões normais nos elementos link – Viga V5

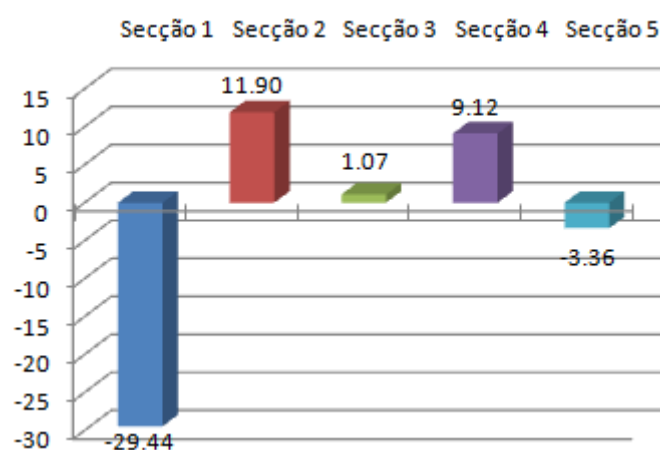


Figura 87. Tensões de aderência na viga V2

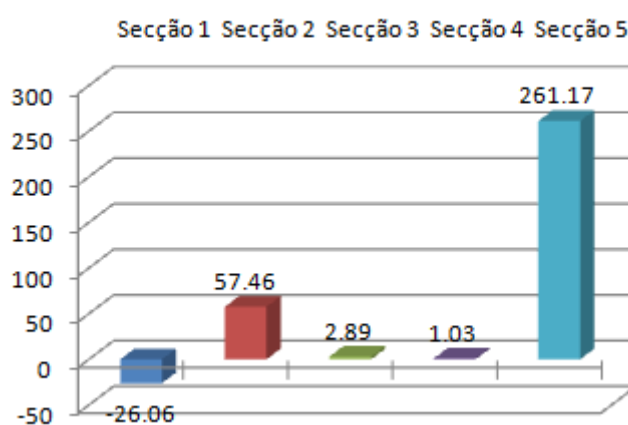


Figura 88. Tensões de aderência na viga V3

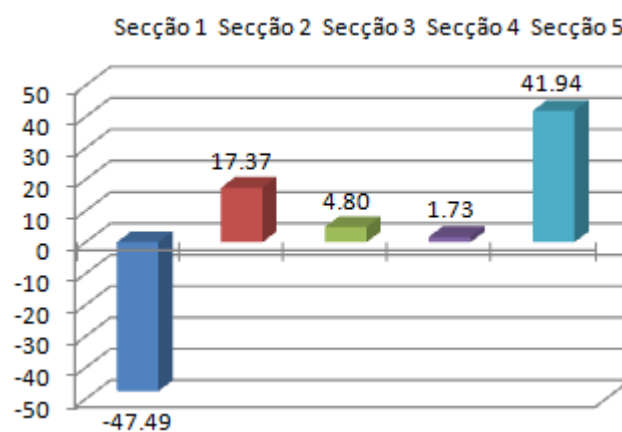


Figura 89. Tensões de aderência na viga V4

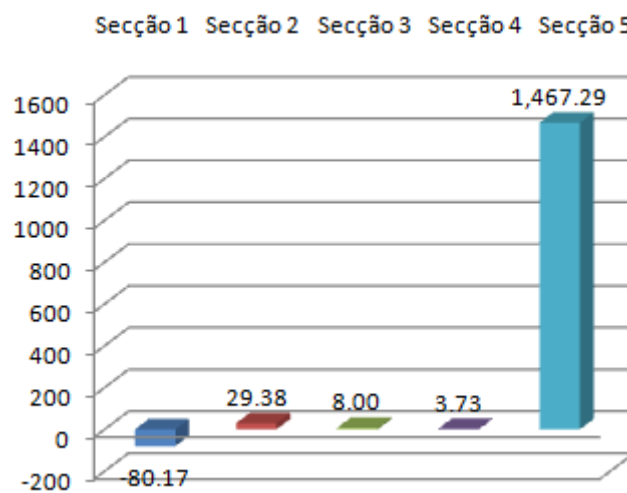


Figura 90. Tensões de aderência na viga V5

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões inferidas deste estudo, retiradas do programa experimental composto pela série de ensaios, e da modelação numérica efectuada.

Em relação ao procedimento experimental, é possível retirar diversas ilações. Todas as vigas ensaiadas, e dando especial atenção às vigas reforçadas com chapas metálicas, atingiram a rotura por esforço transversal, permitindo o conhecimento das capacidades de resistência ao corte. Nas faces laterais surgiram em todos os casos no mínimo duas expressivas fissuras diagonais, paralelas entre si, para além das fissuras de flexão. Também nas faces superiores, inferiores, e de topo, ocorreu fendilhação.

Era esperado que, consoante o aumento das características geométricas das chapas metálicas, as cargas de rotura fossem superiores, mas não obrigatoriamente de modo proporcional. No entanto, não se verificou necessariamente que, quanto mais comprida ou mais espessa era a chapa, maior a carga de rotura por esforço transversal.

Como já referido, pode-se afirmar que ao longo do comprimento da chapa, esta divide de certo modo a viga em duas, com dimensões de 35 milímetros de largura e 200 milímetros de altura. Posteriormente, essas duas “vigas” ganham tendência a trabalhar em separado. Durante a realização do desmancho parcial das vigas verificou-se a presença de alguns vazios entre os betões e as chapas. Este facto influencia também a aderência entre os materiais.

Os posicionamentos das chapas metálicas são outro factor que afecta a capacidade resistente. A imperfeição na verticalidade e o facto de ao longo do ensaio as chapas deixarem de se situar precisamente ao centro da secção, podem impedir a igual distribuição de esforços para o betão de ambos os lados da chapa. Por efeito do incremento de força, as chapas sofrem deformações por enfunamento e/ou bambeamento, como foi possível observar após o desmancho das vigas.

Os aumentos da capacidade resistente ao corte das vigas V2, V4 e V5 estabeleceram-se num intervalo entre 0,5 a 62,7%. A viga V3 revelou um decréscimo de resistência, comparativamente à viga de referência.

A viga V5 foi a que demonstrou um melhor comportamento. A chapa de 800 milímetros de comprimento e 2 de espessura concedeu um apreciável desempenho, isto sem esquecer a influência da ligeira redução de 10 centímetros no vão da viga, após a falha num dos apoios. O betão constituinte, cuja tensão de resistência à compressão se situou próxima de 40 MPa, também induz a que a carga de rotura adopte um valor superior.

Pode ser afirmado que as chapas metálicas oferecem claramente maior ductilidade às vigas, e que as tensões residuais dependem das propriedades e da geometria da chapa, segundo os gráficos força x deslocamento dos aparelhos LVDT.

A armadura longitudinal, em especial a superior, absorve uma pequena parte dos esforços. Isto pode ser afirmado, pois os varões sofreram deformações no decorrer dos ensaios, deformações essas que são visíveis com as vigas desmanchadas. Refira-se que se as vigas tivessem menor quantidade de armadura longitudinal, elas muito provavelmente atingiriam a rotura por flexão, e as chapas não seriam exploradas ao máximo. Os estribos colocados nas zonas das chapas metálicas, pelas deformações que tiveram, poderão também ter influenciado a capacidade resistente.

Nas regiões de aplicação da carga, verificou-se que o recobrimento sofreu acentuadas fissurações. A escolha de 1 centímetro como recobrimento para este tipo de reforço pode revelar-se insuficiente. Devido à quantidade de armadura longitudinal, o betão entre os varões e o betão de recobrimento tendem a separar-se.

Relativamente à modelação numérica realizada, cujo principal objectivo era o de conhecer valores parciais de esforço transversal nos componentes das vigas, foi possível obter várias informações.

Como era esperado, os esforços de corte nas secções transversais antes da aplicação da carga apresentaram sinal oposto aos esforços nas secções após a aplicação da carga.

Numa perspectiva global, o betão é o componente da viga que se sujeita a maior quantidade de esforço transversal, e de seguida a chapa metálica. O betão consegue acumular entre cerca de 77 a 94% do esforço transversal, enquanto a chapa metálica demonstrou capacidade de absorver até aproximadamente 8%. A armadura longitudinal absorveu em geral 0,50 a 5%.

O fenómeno de aderência entre o aço liso e o betão, representado pelos elementos “link” entre os planos, registou variações nas diferentes secções ao longo do comprimento da chapa. A aderência foi mais significativa na secção do apoio mais próximo da carga,

dissipando cerca de 7% do esforço transversal nas vigas com chapa de espessura de 1 milímetro, e até quase 13% nas vigas cuja chapa tinha espessura de 2 milímetros. Nas regiões de aplicação da carga, a aderência teve capacidade de absorver valores próximos de 3 e 5% do esforço transversal, nas vigas com chapa de espessura de 1 e 2 milímetros, respectivamente. A meio vão, a aderência não se revelou tão considerável como nestes pontos de referência.

Um facto evidente é que, após a secção de aplicação da carga, quanto mais afastado está um ponto qualquer na chapa metálica, maior a aderência nesse ponto.

Em conclusão, pode-se afirmar que este método é benéfico para a resistência ao esforço transversal de elementos estruturais de betão armado. Isto principalmente quando são utilizadas chapas metálicas com comprimentos consideráveis, superiores à distância entre o apoio e a zona de maior concentração de esforços.

A utilização de armadura transversal deve ser sempre assegurada nos elementos estruturais em que este tipo de reforço será implementado. Os estribos funcionam como auxílio à aderência entre o aço liso e o betão, essencialmente nos locais de apoio e nas zonas em que os esforços se concentram maioritariamente.

Como sugestões para trabalhos futuros, a realização de ensaios em lajes reforçadas com chapas metálicas lisas pode ser interessante, testando a resistência ao fenómeno de punção, o conceito abordado no capítulo 3 desta dissertação. Podem ser estudadas diferentes disposições das chapas metálicas, desde em cruz, dupla cruz, radial, Sendo no entanto um estudo complexo e dispendioso, podem ser realizados ensaios ao corte em vigas de betão reforçadas com chapas metálicas, com dimensões superiores às estabelecidas neste trabalho.

Outra sugestão é a realização de uma modelação numérica em elementos finitos do comportamento de elementos de betão armado com chapas metálicas, vigas e lajes, com um software que permita a análise não linear. O desenvolvimento de uma ferramenta informática para dimensionamento deste método de reforço de elementos de betão armado com chapas metálicas é também uma sugestão a referir.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Manual of Concrete Practice – Part 3 (1998); Use of concrete in building – design, specifications, and related topics; Building code requirements for structural concrete (ACI 318-95) and commentary (ACI 318R-95), Chapter 11, pp171-176
- ACI (2002); Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318R-02)
- ADHIKARY, B. B. et al. (1998); External Shear Reinforcement for Reinforcement Concrete Beams by Horizontal Steel Plate Bonding. Graduate School of Science & Engineering, Saitama University, Japan
- APPLETON, J.; GOMES, A. (1997); Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE), N.º 14
- ARAÚJO, C. (2002); Reforço de vigas de concreto à flexão e ao cisalhamento com tecidos de fibra de carbono. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio de Janeiro
- BARROS, J. (2004); Materiais compósitos no reforço de estruturas. Jornadas de Engenharia Civil 2004 – Novos desafios. Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães
- BEBER, A. J. (2003); Comportamento estrutural de vigas de concreto armado reforçadas com compósitos de fibra de carbono. Dissertação de Doutoramento – Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre
- BEUTEL, R.; HEGGER, J. (2002); The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone, Cement & Concrete Composites 24 (2002) p.539-549
- BROMS, C.E. (1990); Punching of Flat Plates – A Question of Concrete Properties in Biaxial Compression and Size effect. Journal of Structural Engineering, 1990. V.60,n.1, p.51-74

- BU, W. (2008); Punching Shear Retrofit Method Using Shear Bolts for Reinforced Concrete Slabs under Seismic Loading, University of Waterloo, Ontario, Canada
- CACHIM, P. B. (2004); Estruturas de betão – Punçoamento, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro
- CACHIM, P. B. (2005); Lajes de betão armado – Estruturas de betão, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro
- CAMPAGNOLO, J. L. et al (1993); Estudo do comportamento estrutural e do problema de ancoragem em vigas de concreto armado reforçadas com chapas de aço coladas. XXVI Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural. Montevideo, Uruguay
- CAMPAGNOLO, J. L. et al. (1997); Alternativas para reforço de vigas de concreto armado: estudo teórico e experimental. XVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estructural. São Carlos, São Paulo, Brasil
- CÁNOVAS, M. F. (1988); Patologia e terapia do concreto armado. São Paulo, Pini
- CEN – European Committee for Standardisation (2004b); "Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios", Comité Europeu de Normalização, Bruxelas
- CEN – European Committee for Standardisation (2005); "Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings", Comité Europeu de Normalização, Bruxelas
- CEN – European Committee for Standardisation (2004); Norma EN 10025-2004
- COUTINHO, A. S. (1997); Fabrico e Propriedades do Betão, Vol. II – LNEC, Lisboa
- D'ARGA e LIMA, J. et al. (1996); Betão Armado. Esforços Transversos, de Torção e de Punçoamento - LNEC, Lisboa
- DIAS, S., BARROS, J. (2004); Proposta de uma técnica de reforço ao corte com CFRP. Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães

- FARIA, R. M.; POUCA, N. V. (1997); Esforço transverso. Torção. Punçoamento. Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia
- FERREIRA, A. M. (2005); Análise da punção e flechas em lajes maciças sem vigas de concreto armado de acordo com as prescrições na NBR 6118:2003
- FERNANDES, R. M. (2000); "Influência das acções repetidas na aderência aço-betão," Universidade de São Paulo, São Carlos
- HALLGREN, M. (1996); Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs. 1996, 206p. Royal Institute of Technology, Doctoral Thesis, Stockholm
- HOLANDA, K.; HANAI, J. B. (2005); Análise dos mecanismos resistentes e das similaridades de efeitos na adição de fibras de aço na resistência e na ductilidade à punção de lajes-cogumelo e ao cisalhamento de vigas de concreto; Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 7, n. 29, p. 79-111
- KÜTZING, L.; KÖNIG, G. (2000); Punching behaviour of high performance concrete columns with fibre cocktails, Universität Leipzig
- LI, K.(2000); Influence of size on punching shear strength of concrete slabs, Master thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics; McGill University, Montreal Canada
- MARTI, P., REINECK, K. et al. (2001); Punching of structural concrete slabs, Fédération Internationale du Béton
- MARTINS, J. G. (2003); Betão Armado, Lajes fungiformes. Série Estruturas 1ª Edição/2003.
- MARTINS, J. G. (2008); Materiais de Construção II, Execução de Estruturas Metálicas. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Fernando Pessoa
- MELGES, J. (1995); Punção em lajes: Exemplos de cálculo e análise teórico-experimental, Tese de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

- MELGES, J. (2001); Análise Experimental da punção em lajes de concreto armado e protendido, Tese de Doutoramento - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
- MENÉTREY (2002); Ph. Synthesis of punching failure in reinforced concrete. Cement & Concrete Composites 24 pp. 497-507
- MORENO, C., SARMENTO, A. (2008); Estudo experimental e modelação numérica do punçoamento excêntrico em lajes fungiformes, Encontro Nacional Betão Estrutural 2008, Guimarães
- NETO, J. (2007); "Análise numérica não-linear de estruturas de concreto armado considerando o fenómeno da aderência entre o aço e o concreto ", Faculdade de Engenharia Civil, Arquitectura e Urbanismo, Campinas
- NILSON, A. H., WINTER, G. (1991); Design of Concrete Structures (11th ed.). New York: McGraw Hill
- NILSON, A.H., DARWIN, D., & DOLAN, C.W. (2004); Design of Concrete Structures (13th ed.). New York: McGraw Hill
- PARK, R.; GAMBLE, W. (1999); Reinforced Concrete Slabs, 2nd Edition
- PILAKOUTAS, K.; LI, X. (2003); "Alternative Shear Reinforcement for Reinforced Concrete Flat Slabs", Journal of Structural. Engineering, ASCE Volume 129, Issue 9, pp. 1164-1172 (September 2003)
- RAMOS, A.; LÚCIO, V. (2006); Estruturas de betão armado II, 11 – Lajes fungiformes – Punçoamento, FCT – Universidade Nova de Lisboa
- RAMOS, A.; LÚCIO, V. (2007); Comportamento pós-rotura de lajes fungiformes pré-esforçadas – rpee Série II, n.º1, Julho de 2007
- REGAN, P.E. (1983); Punching Shear in Prestressed Concrete Slab Bridges. Engineering Research Group. Polytechnic of Central London

- REGAN, P.E. (1993); Punching Tests of Concrete Slabs with Riss Star Shear Reinforcement for Riss. AG. School of Architecture & Engineering, University of Westminster, London
- REGAN, P.E., SAMADIAN, F. (2001); Shear Reinforcement Against Punching in Reinforced Concrete Flat Slabs. *The Structural Engineering*, v. 79, p.24-31
- REGAN, P.E.; GOMES, R. B. (1991); Punching Resistance of Reinforced Concrete Flat Slabs with Shear Reinforcement, *Journal of Structural Engineering*, June 1991, p.684-692
- REIS, A., (1998); Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
- REIS, A. (2003); Reforço de vigas de concreto armado submetidas a pré-carregamento e ações de longa duração com aplicação de concretos de alta resistência e concretos com fibras de aço. Dissertação de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
- SOMENSI, A. (2007); Reforço de vigas de concreto armado com chapas de aço coladas. Pontífica Universidade Católica do Rio Grande do Sul
- SUMPTER, M. (2007); Behaviour of high performance steel as shear reinforcement for concrete beams, Master thesis, North Carolina State University
- SWAMY, R. N. e tal (1987); Structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates. *The Structural Enginner*, London, v. 65^a, n.2, p.59-68, Feb. 1987
- TRAUTWEIN, Leandro (2006); Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Armadura de Cisalhamento Tipo “Stud” Interno e Tipo Estribo Inclinado. Dissertação – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília

VECCHIO, F., COLLINS, M. (1998); Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Fields Theory, ACI Structural Journal May-June 1998, pp. 258-268

ZHANG, X. (2002); Punching shear failure analysis of reinforced concrete flat plates using simplified stress failure criterion, Master Thesis, Faculty of Engineering and Information Technology, Griffith University Gold Coast Campus, Australia

APÊNDICE

Fotos das vigas ensaiadas



Figura 91. Viga V1 – Face lateral esquerda à chapa



Figura 92. Viga V1 – Face lateral direita à chapa



Figura 93. Viga V2 – Face lateral esquerda à chapa



Figura 94. Viga V2 – Face lateral direita à chapa



Figura 95. Viga V3 – Face lateral esquerda à chapa



Figura 96. Viga V3 – Face lateral direita à chapa



Figura 97. Viga V4 – Face lateral esquerda à chapa



Figura 98. Viga V4 – Face lateral direita à chapa



Figura 99. Viga V5 – Face lateral esquerda à chapa



Figura 100. Viga V5 – Face lateral direita à chapa

Fotos das vigas desmanchadas



Figura 101. Viga V2 – Armaduras e chapa deformadas



Figura 102. Viga V2 – Armaduras e chapa deformadas



Figura 103. Viga V3 – Armaduras e chapa deformadas



Figura 104. Viga V3 – Armaduras e chapa deformadas



Figura 105. Viga V4 – Armaduras e chapa deformadas



Figura 106. Viga V4 – Armadura e chapa deformadas



Figura 107. Viga V5 – Armadura e chapa deformadas



Figura 108. Viga V5 – Armadura e chapa deformadas